



UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA - UFSC
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL E NUMÉRICA
APLICADA A UM EDIFÍCIO CAIXÃO DA REGIÃO
METROPOLITANA DO RECIFE**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação
em Engenharia Civil da Universidade Federal de
Santa Catarina como parte dos requisitos para
obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

JENNER MIRANDA DE CARVALHO

Florianópolis
Dezembro de 2010

**INVESTIGAÇÃO EXPERIMENTAL E NUMÉRICA APLICADA
A UM EDIFÍCIO CAIXÃO DA REGIÃO METROPOLITANA DO
RECIFE**

JENNER MIRANDA DE CARVALHO

Esta tese foi julgada adequada para obtenção do título de DOUTOR em Engenharia Civil e aprovada em sua forma final pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – PPGEC da Universidade Federal de Santa Catarina.

Prof. Humberto Ramos Roman, Ph.D. (Orientador)

Prof.^a Janaíde Cavalcante Rocha, Dr.^a (Coordenadora do Curso)

COMISSÃO EXAMINADORA:

Prof. Ivo José Padaratz, Ph.D. (UFSC)

Prof. Luis Alberto Gómez, Dr. (UFSC)

Prof. Paulo José Brandão Barbosa Lourenço, Ph.D. (Uminho – PT)

Prof. Romilde Almeida de Oliveira, Dr. (UNICAP)

**Aos meus familiares, em
especial às filhas Nabila
e Marina Carvalho**

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus pela paz, saúde e por acreditar que era possível chegar ao princípio do fim desta pesquisa.

Ao professor Humberto Ramos Roman, pela orientação segura, incentivo, confiança e amizade.

Ao professor Paulo Lourenço Barbosa, pela ótima recepção e orientação do trabalho na Universidade do Minho em Portugal.

Ao professor Luis Ramos da Universidade do Minho, pela ótima contribuição nos ensaios do edifício e em sua análise numérica. E a pesquisadora Els Verstrynge da Universidade de Leuven na Bélgica pela contribuição no ensaio de emissão acústica.

A Vladimir Haach e Pedro Medeiros em Portugal pelos ensinamentos sobre a utilização do programa de elementos finitos *DIANA*.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado da Bahia (FAPESB), pela bolsa de estudo no Brasil.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (CAPES), pela bolsa de estudo em Portugal.

Ao escritório de advocacia Gamborgi, Bruno & Camisão pelo financiamento da pesquisa no Edifício Caixão em Recife-PE.

Ao Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia da Bahia (IFBA) pela liberação para realização do doutorado.

Aos colegas do Departamento de Ciências Aplicadas do IFBA da área de construção civil. Especialmente, os professores que substituíram-me nas disciplinas.

Ao engenheiro Sérgio Caldas e o arquiteto Aureliano pelo colaboração no suporte técnico em Recife-PE.

AO SENAI-PE pela realização do ensaio nas amostras retiradas do edifício, em especial às engenheiras Aline Ciarlini e Ana Paula.

Aos técnicos do Laboratório de Materiais da Construção Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, Luiz Henrique, Renato Santana e ao pedreiro Roque pelos ensinamentos e amizade.

Aos técnicos do Laboratório de Estrutura da Universidade do Minho, Matos e Marcos pela colaboração nos ensaios das amostras do Edifício Caixaem Portugal.

Aos colegas da pós-graduação pelo companheirismo e amizade Ana, Cledison, Cleila, Cristina, Eduardo, Fabiano, Giovana, Mario, Manuel Henrique eRicardo.

Aos amigos e amigas que contribuíram para tornar a vida mais alegre durante a realização do doutorado no Brasil e em Portugal: Alva, Carmem, Elizeu, Genesi, Glauceli, Marildes Beal,Maris, Maria do Carmo,Maria José, Maria Schlikman,Neiva, Oscare outros.

SUMÁRIO

1 – INTRODUÇÃO

1.1 – Apresentação	3
1.2 – Objetivo principal	5
1.3 – Objetivos específicos	5
1.4 – Delimitação e variáveis de estudo	6
1.5 – Metodologia	6
1.6 – Estruturação	9

2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – Conceitos sobre alvenaria	13
2.2 – Métodos e técnicas de investigação em alvenaria	19
2.3 – Considerações das normas sobre alvenaria à compressão	48
2.3.1 – Segurança estrutural	48
2.3.2 – Coeficientes de segurança das ações e materiais	50
2.3.3 – Altura efetiva, espessura efetiva e esbeltez das paredes	53
2.3.4 – Excentricidade	55
2.3.5 – Resistência à compressão da alvenaria	62
2.3.6 – Módulo de elasticidade	66
2.4 – Comportamento mecânico da alvenaria em função do tempo	71
2.5 – Simulação numérica em alvenaria	77
2.6 – Acidentes com edifícioscaixão na região do Recife	81
2.7 – Pesquisas sobre alvenaria resistente com blocos	87
2.8 – Considerações finais	88

3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL NO EDIFÍCIO

3.1 – Considerações iniciais	95
3.2 – Localização e descrição do edifício	95
3.3 – Tipologia do edifício	97
3.4 – Inspeção no edifício	99
3.4.1 – Inspeção na fundação e ensaios na água e solo	99
3.4.2 – Inspeção na superestrutura	106
3.5 – Ensaio <i>in situ</i> no edifício	109
3.5.1 – Ensaio dinâmico	109
3.5.1.1 – Descrição da execução do ensaio dinâmico	110
3.5.1.2 – Análise dos resultados	109
3.5.2 – Ensaio com macacos planos	120
3.5.2.1 – Procedimento e local do ensaio no edifício	120
3.5.2.2 – Ensaio A	122
3.5.2.3 – Ensaio B	129
3.5.2.4 – Ensaio C	132
3.5.3 – Ensaio de emissão acústica	137
3.5.3.1 – Descrição do equipamento de ensaio	138
3.5.3.2 – Ensaio de calibração	139
3.5.3.3 – Ensaio de dano acumulado	142
3.5.3.4 – Avaliação de danos acumulados através do ensaio com macaco plano e emissão acústica	144
3.5.3.5 – Análise dos resultados do ensaio A	144
3.5.3.6 – Resultados do ensaio B	147
3.5.4 – Ensaio de resistência aderência à tração	148
3.6 – Retiradas de amostras prismáticas do edifício caixão	152
3.7 – Considerações finais	156

4 – PROGRAMA EXPERIMENTAL NOS LABORATÓRIOS

4.1 – Considerações iniciais	161
4.2 – Ensaio de bloco e argamassa	163
4.2.1 – Caracterização do bloco	163
4.2.2 – Caracterização dos materiais usados na argamassa	163
4.2.3 – Traço piloto da argamassa utilizada nos prismas	166
4.2.4 – Ensaio do bloco	167
4.2.5 – Ensaio de argamassa utilizada nos prismas	172
4.2.6 – Análise da argamassa retirada do edifício caixão	183
4.3 – Prisma	183
4.3.1 – Ensaio de resistência à compressão	183
4.3.2 – Ensaio de fluência acelerada	187
4.4 – Ensaio de amostras do edifício caixão:UMinho	193
4.5 – Ensaio de amostras do edifício caixão: SENAI-PE	205
4.6 – Considerações finais	209

5 – ANÁLISE TEÓRICA E NUMÉRICA DO EDIFÍCIO

5.1 – Considerações iniciais	215
5.2 – Análise teórica	216
5.2.1 – Esquema das lajes e paredes	216
5.2.2 – Determinação das ações atuantes	218
5.2.3 – Cálculo das tensões teóricas nas paredes	225
5.2.4 – Verificação das tensões nas paredes segundo as normas	226
5.3 – Simulação numérica	231
5.3.1 – Definição e importação da geometria	231
5.3.2 – Definição do elemento e geração de malha	233
5.3.3 – Materiais e propriedades físicas	237

5.3.4 – Cargas	239
5.3.5 – Condições de contornos	240
5.3.6 – Resultados da entrada de dados no programa	242
5.3.7 – Ajuste do módulo de elasticidade	244
5.3.8 – Análise linear	247
5.3.9 – Análise não linear	256
5.4 – Considerações finais	260

6 – CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 – Conclusões	265
6.2 – Recomendações	270

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	273
-----------------------------------	-----

ANEXOS	287
---------------	-----

LISTAS DE FIGURAS

Figura 1 – Metodologia do desenvolvimento da pesquisa	8
Figura 2 – Evolução da alvenaria	15
Figura 3 – Pirâmide de Gizé	16
Figura 4 – Farol de Alexandria	17
Figura 5 – Monadnock Building, Chicago (1981)	17
Figura 6 – Edifícios em alvenaria no Brasil	18
Figura 7 – Ensaios empregados na investigação em alvenaria	21
Figura 8 – Modos de transmissão de onda sônica e ultrassônica	24
Figura 9 – Modo de transmissão nos tijolos	24
Figura 10 – Comportamento não linear de vigas com uma fissura central	28
Figura 11 – Conjunto de instrumento usado no ensaio de vibração	29
Figura 12 – Técnica de investigação dinâmica na torre do sino	31
Figura 13 – Diagrama simplificado do método de ecoimpacto	33
Figura 14 – Esquema simplificado do ensaio de radar	37
Figura 15 – Esclerômetro Schmidt	39
Figura 16 – Equipamentos que fazem parte do ensaio com macacos	42
Figura 17 – Etapas do ensaio simples em paredes com macaco plano	43
Figura 18 – Detalhe do ensaio duplo com macacos planos	44
Figura 19 – Excentricidade na parede segundo a BS 5628-1(1992)	56
Figura 20 – Excentricidade no topo da parede conforme BS 5628-1 (1992)	57
Figura 21 – Bloco de tensão no estado limite conforme BS 5628-1 (1992)	59
Figura 22 – Momentos para calcular a excentricidade segundo Eurocode 6-1 (2005)	61
Figura 23 – Diagrama tensão-deformação da alvenaria citado no Eurocode 6-1 (2005)	67
Figura 24 – Diagrama tensão-deformação segundo a NBR 8522 (2003)	69
Figura 25 – Técnicas de modelagem da alvenaria	78
Figura 26 – Acidentes em Jaboatão dos Guararapes e no Recife	83
Figura 27 – Desabamento em Olinda	84
Figura 28 – Desmoronamento do edifício Ijuí	85

Figura 29 – Ruptura do Bloco B no Conjunto Residencial Sevilha	86
Figura 30 – Mapa de localização do Conjunto Residencial Sevilha	96
Figura 31 – Planta baixa do Bloco C	97
Figura 32 – Cortes longitudinal A – A`e transversal B - B`	97
Figura 33 – Fachadas	98
Figura 34 – Vista lateral do edifício e acesso aos pavimentos	98
Figura 35 – Inspeção visual no Embasamento	100
Figura 36 – Inspeção na fundação	101
Figura 37 – Coleta das amostras de água e solo	102
Figura 38 – Localização dos furos de sondagem	104
Figura 39 – Estimativa da capacidade de carga do solo	105
Figura 40 – Inspeção das paredes acima do piso0	107
Figura 41 – Inspeção da laje de piso	108
Figura 42 – Inspeção e mostra de fissuras reparadas	108
Figura 43 – Localização dos pontos de leitura do ensaio dinâmico	111
Figura 44 – Sensores dinâmicos	112
Figura 45 – Leitor e resultados da variação da temperatura e umidade	113
Figura 46 – Sinal do segundo canal do <i>setup1</i> no piso3	114
Figura 47 – Sinal do terceiro canal do <i>setup2</i> no piso2	114
Figura 48 – Sinal do terceiro canal do <i>setup3</i> no piso2	115
Figura 49 – Diagrama de estabilização para o <i>setup1</i>	116
Figura 50 – Diagrama de estabilização para o <i>setup2</i>	117
Figura 51 – Diagrama de estabilização para o <i>setup3</i>	117
Figura 52 – Seleção de polos entre os diferentes <i>setups</i>	118
Figura 53 – Modo de vibração para a excitação ambiente	119
Figura 54 – Localização em planta dos macacos planos	121
Figura 55 – Localização em elevação dos macacos planos	122
Figura 56 – Execução de ranhura para os ensaios	123
Figura 57 – Técnica do ensaio A com macaco plano	124
Figura 58 – Vista longitudinal da posição do macaco plano, das miras de leitura e juntas horizontais e verticais	125
Figura 59 – Ensaio A: Corte transversal da parede e a inserção do macaco plano	126
Figura 60 – Gráficos do ensaio A com macacos planos	127
Figura 61 – Ruptura local dos blocos cerâmicos	128
Figura 62 – Preparação do ensaio B com macaco plano	129
Figura 63 – Ensaio B: vista longitudinal da posição do macaco plano, das miras de leitura e das juntas horizontais e verticais	130

Figura 64 – Ensaio B: corte transversal da parede sem revestimento e a inserção do macaco plano	130
Figura 65–Gráficos do ensaio B com macacos planos	131
Figura 66 – Detalhe do mau contato entre as chapas de interposição e os blocos cerâmicos	132
Figura 67 – Preparação do ensaio C com macacos planos	133
Figura 68 – Ensaio C: vista longitudinal da posição dos macacos planos e chapas, das miras de leitura e das juntas horizontais e verticais	134
Figura 69 – Ensaio C: leitura da deformação	134
Figura 70 – Gráficos do ensaio C com macacos planos	135
Figura 71 – Esquema de tensão na parede no ensaio duplo	136
Figura 72 – Surgimento de fissuras no ensaio C	137
Figura 73 – Equipamentos usados no ensaio de emissão acústica	138
Figura 74 – Sensores de emissão acústica	139
Figura 75 – Ensaio de calibração de EA	140
Figura 76 – Análise de sinais entre o bloco e revestimento	140
Figura 77 – Resultados do ensaio de calibração de EA	141
Figura 78 – Ensaio de dano acumulado através de EA	142
Figura 79 – Emissões monitoradas em forma de eventos acumulados para os dois sensores	143
Figura 80 – Disposição dos sensores acústicos durante o ensaio A com macaco plano	145
Figura 81 – Resultados dos ensaios de emissão acústica durante a execução do Ensaio A com macaco plano	146
Figura 82 – Disposição dos sensores acústicos durante o Ensaio B de macaco plano	147
Figura 83 – Resultados do ensaio de emissão acústica durante a execução do Ensaio B com macaco plano	148
Figura 84 – Colagem das pastilhas	150
Figura 85 – Realização do ensaio de resistência de aderência à tração	150
Figura 86 – Planta baixa de localização dos prismas (P)	153
Figura 87 – Corte longitudinal com a indicação da posição dos prismas (P)	154
Figura 88 – Visão do local da retirada do P2	155
Figura 89 – Imagem da retirada do P11 e o aparelhamento das bordas	155
Figura 90 – Dimensões nominais do bloco de vedação	163

Figura 91 – Areia empregada e os limites recomendados pela NBR 7211 (1983)	165
Figura 92 – Posição do bloco e dos LVDTs	169
Figura 93–Ruptura do bloco	169
Figura 94 – Gráfico de tensão-deformação dos blocos saturados	170
Figura 95 – Gráfico de tensão-deformação dos blocos não saturados	170
Figura 96 – Resistência à compressão de argamassa saturada CPs (4x4x8) cm	173
Figura 97 – Resistência à compressão de argamassa não saturada CPs (4x4x8) cm	173
Figura 98 – Posição dos LVDTs para obtenção do módulo de elasticidade	174
Figura 99 – Resistência à compressão de argamassa não saturada CPs (Ø5x10) cm	176
Figura 100 – Resistência à compressão de argamassa saturada CPs (Ø5x10) cm	176
Figura 101 – Ensaio de resistência de aderência à tração	177
Figura 102 – Característica geométrica da argamassa retirada do edifício	179
Figura 103 – Ensaio de resistência à compressão de argamassa	180
Figura 104 – Resistência à compressão de argamassa não saturada CPs(Ø5x10) cm	181
Figura 105 – Resistência à compressão de argamassa saturada CPs(Ø5x10) cm	181
Figura 106 – Utilização de braçadeiras para fixação dos LVDTs	183
Figura 107 – Posição dos LVDTs	184
Figura 108 – Gráfico tensão-deformação dos prismas saturados	185
Figura 109 – Gráfico tensão-deformação dos prismas não saturados	185
Figura 110 – Forma de ruptura dos prismas	186
Figura 111 – Equipamentos utilizados no ensaio de fluência acelerada	188
Figura 112 – Bastidor usado no ensaio de fluência acelerada	189
Figura 113 – Gráfico tempo-tensão de prismas não saturados	190
Figura 114 – Gráfico tempo-tensão de prismas saturados	190
Figura 115 – Gráfico tempo-deformação de prismas não saturados	191
Figura 116 – Gráfico tempo-deformação de prismas saturados	191
Figura 117 – Fissuramento nos prismas saturados	194

Figura 118 – Fissuramento nos prismas não saturados	194
Figura 119 – Prismas do EC nas caixas de água no ambiente do laboratório da UMinho	197
Figura 120 – Prisma do EC sendo ensaiado	198
Figura 121 – Gráfico deformação-tensão de prismas saturados do EC	199
Figura 122 – Gráfico deformação-tensão de prismas não saturados do EC	199
Figura 123 – Gráfico deformação lateral - tensão de prismas saturados do EC	200
Figura 124 – Gráfico deformação lateral - tensão de prismas não saturados do EC	201
Figura 125 – Fissuração nos blocos e descolamento dos revestimentos	203
Figura 126 – Visualização do destacamento do revestimento no P6	204
Figura 127 – Prisma retirado no Embasamento	205
Figura 128 – Visualização dos níveis do edifício - resistência dos prismas	207
Figura 129 – Destacamento dos revestimentos do prisma SENAI-PE	208
Figura 130 – Esquema da laje e parede	217
Figura 131 – Exemplo de laje armada em cruz	221
Figura 132 – Exemplo de laje corredor	222
Figura 133 – Esquema de solitação atuante nas paredes (N/mm)	224
Figura 134 – Desenho do EdifícioCaixão em 3D	233
Figura 135 – Características dos elementos de casca plana	234
Figura 136 – Característica do elemento de casca curvo (a) e o elemento CQ40S (b)	235
Figura 137 – Tipo de elemento usado no edifício	237
Figura 138 – Indicação dos materiais no edifício	239
Figura 139 – Condições de contorno no Embasamento do edifício	241
Figura 140 – Arquivo EC.dat gerado pelo Diana	242
Figura 141 – Arquivo EC.com gerado pelo Diana	243
Figura 142 – Comportamento do modelo para frequência de 3,4 Hz	244
Figura 143 – Comportamento do modelo para frequência de 3,83 Hz	245
Figura 144 – Comportamento do modelo para frequência de 4,02 Hz	245

Figura 145 – Tensões numéricas no edifício	247
Figura 146 – Tensões numéricas no Piso0	248
Figura 147 – Cintas sobre as paredes do Embasamento	249
Figura 148 – Tensões numéricas no Embasamento	249
Figura 149 – Tensões teóricas, normalizadas e numéricas	251
Figura 150 – Coeficiente encontrado nas paredes do Embasamento	252
Figura 151 – Deformação no edifício	253
Figura 152 – Deformação no Piso0	254
Figura 153 – Deformação no cintamento do Embasamento	255
Figura 154 – Deformação no Embasamento	255
Figura 155 – Tensões principais no EC	256
Figura 156 – Tensões internas no EC	257
Figura 157 – Tensões internas na caixa da escada	258
Figura 158 – Tensões no Piso0 segundo análise não linear	258
Figura 159 – Tensões no Embasamento segundo análise não linear	259
Figura 160 – Locais de fissuras no EC	300

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Resultados da correlação segundo Brozovsky e Zach	25
Tabela 2 – Prescrições segundo as normas	40
Tabela 3 – Métodos de investigação em alvenaria	47
Tabela 4 – Intervalos de coeficientes da alvenaria segundo oEurocode 6 -1 (2005)	72
Tabela 5 – Níveis do edifício em estudo	99
Tabela 6 – Resultados experimentais do ensaio dinâmico	118
Tabela 7 – Resultados da velocidade média de propagação	141
Tabela8 – Limite de resistência de aderência à tração (R_a) paraemboço e camada única, NBR 13528 (1995)	149
Tabela9 – Resultados do ensaio de resistência de aderência à tração	151
Tabela 10 – Ensaio realizados na Universidade do Minho	162
Tabela 11– Características físicas da areia	164
Tabela 12 – Composição granulométrica da areia	164
Tabela 13 – Massa unitária dos materiais	166
Tabela 14 – Consistência da argamassa	160
Tabela 15 – Resistência da argamassa	167
Tabéal 16 – Ensaio dos índices de absorção de água e absorçãoinicial	167
Tabéal 17 – Índice de absorção de água encontrado em pedaços de blocos	168
Tabela 18 – Resultados da resistência e módulo de elasticidade dos blocos	171
Tabela 19 – Resistência média dos blocos e o valor normalizado	171
Tabela 20 – Resistência à flexão e compressão da argamassa	172
Tabela 21 – Módulo de elasticidade da argamassa	175
Tabela 22 – Resistência à compressão da Argamassa	175
Tabela 23 – Valores médios de R_a por pavimento	178
Tabela 24–Reconstituição do traço da argamassa	178
Tabela 25 – Resistência à compressão da argamassa derevestimento	182
Tabela 26– Resistência e módulo de elasticidade dos prismas	186
Tabela 27 – Resultados do ensaio de fluência acelerada	192
Tabela 28 – Coeficiente de fluência final e módulo de elasticidade em longo prazo dos prismas	193
Tabela 29 – Características geométricas dos prismas	195
Tabela 30 – Espessura do revestimento nos prismas	196

Tabela 31 – Resistência à compressão e módulo de elasticidade dos prismas do EC realizados na UMinho	201
Tabela 32 – Ensaio dos prismas realizados pelo SENAI-PE	206
Tabela 33 – Localização dos prismas nas paredes	218
Tabela 34 – Cálculo do carregamento na PAR7	222
Tabela 35 – Cálculo do carregamento na PAR9	223
Tabela 36 – Tensões teóricas nas paredes do EC	225
Tabela 37 – Resultados das excentricidades nas paredes segundo a BS 5628-1 (1992)	228
Tabela 38 – Resultados da resistência e tensão nas paredes segundo a BS 5628-1 (1992)	228
Tabela 39 – Resultados dos carregamentos e momentos segundo o Eurocode 6 -1 (2005)	229
Tabela 40 – Resultados das excentricidades segundo o Eurocode 6 -1 (2005)	229
Tabela 41 – Resultados da resistência e tensão na alvenaria segundo o Eurocode 6 -1 (2005)	229
Tabela 42 – Resultados das tensões segundo a NBR 10387 (2000)	230
Tabela 43 – Resultados das tensões de compressão nas paredes	231
Tabela 44 – Conjuntos definidos no CAD	232
Tabela 45 – Resistência à compressão e módulo da alvenaria	237
Tabela 46 – Resistência à tração e energia de fratura da alvenaria	238
Tabela 47 – Característica do material	238
Tabela 48 – Característica da espessura de peças estruturais	239
Tabela 49 – Tipos de cargas utilizadas na entrada de dados	240
Tabela 50 – Ajuste dos valores médios do módulo de elasticidade	246
Tabela 51 – Tensão teórica e numérica nas paredes do EC	250

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

AA	Índice de absorção de água
AAI	Índice de absorção de água inicial
C	Comprimento
CAD	Computer-aided design
cm	Centímetro
CP	Corpo de prova
Cv	Coefficiente de variação
Dp	Desvio padrão
EA	Emissão acústica
EC	Edifício Caixão
END	Ensaio não destrutivo
ED	Ensaio destrutivo
ESD	Ensaio semidestruutivo
e	Excentricidade
E_{alv}	Módulo de elasticidade da alvenaria
E_C	Módulo de elasticidade tangente
E_{cm}	Módulo de elasticidade secante do concreto
E_p	Módulo de elasticidade do prisma
E_{pk}	Módulo de elasticidade característico do prisma
EPU	Expansão por umidade
E_{∞}	Módulo de elasticidade da alvenaria em longo prazo
FFT	Fast Fourier transform
f_a	Resistência à compressão da argamassa
f_{alv}	Resistência à compressão da alvenaria
f_b	Resistência à compressão do bloco
f_d	Resistência à compressão de cálculo da alvenaria
f_p	Resistência à compressão do prisma
f_{pk}	Resistência característica à compressão do prisma
f_k	Resistência característica à compressão da alvenaria
g	Aceleração da gravidade
G_{alv}	Módulo de elasticidade transversal da alvenaria
H	Altura
Hz	Hertz
L	Largura
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
kN	Kilo Newton
m	Metro

M	Média
MEF	Método dos elementos finitos
mm	Milímetro
MPa	Mega Pascal
m ²	Metro quadrado
m ³	Metro cúbico
N	Newton
p	Página
ppm	Parte por milhão
USB	Universal Serial Bus
<i>W</i>	Carga na parede
σ	Tensão
ε	Deformação

LISTA DE SIGLAS

- ABNT:** Associação Brasileira de Normas Técnicas
APHA: American Public Health Association
ASTM: Associação Society for Testing and Materials
BS: British Standard
BSI: British Standard Institution
CEP: Código de Endereçamento Postal
CETESB: Companhia Ambiental do Estado de São Paulo
CODECIPE: Coordenação de Defesa Civil de Pernambuco
CREA-PE: Conselho Regional de Engenharia e Arquitetura de Pernambuco
DIN: Deutsches Institute für Normung
EC2: Eurocode 2
EC6: Eurocode 6
EC8: Eurocode 8
LMCC: Laboratório de Materiais de Construção Civil da UFSC
LETMACC: Laboratório de Ensaios Tecnológicos de Materiais da Construção Civil do SENAI – PE
ITEP: Instituto de Tecnologia de Pernambuco
NBR: Norma Brasileira
NM: Norma do Mercosul
NP: Norma Portuguesa
SENAI – PE: Serviço Nacional de Aprendizagem Industrial Departamento Regional de Pernambuco
UFSC: Universidade Federal de Santa Catarina
UM: Universidade do Minho
UMinho: Universidade do Minho

RESUMO

O presente trabalho é uma investigação experimental e numérica aplicada a um edifício construído em alvenaria com blocos cerâmicos de vedação e revestido com argamassa. Além disso, analisa se é possível empregar métodos e técnicas não destrutiva e semidestrutiva para esse tipo de construção. Para isto acontecer foram realizados no edifício ensaios dinâmicos, macaco plano e emissão acústica. Aindanos laboratórios foram executados ensaios de blocos, argamassas, prismas, fluência e amostras retiradas das paredes do edifício. Por outro lado foi analisada a resistência à compressão das paredes usando equações teóricas, normalizadas e resultados do método dos elementos finitos. No ensaio dinâmico obteve as frequências naturais e comparou com as encontradas através do método dos elementos finitos. Através da diferença entre elas foi determinado rigidez do edifício nos estados saturado e não saturado. Para o ensaio commacacos planos foram necessárias três estratégias para perceber qual delasera melhor para usar o equipamento nas paredes do edifício. Já no ensaio de emissão acústica foi possível detectar o início do fissuramento através do ensaio de danos acumulados. Os ensaios nos blocos, argamassas e prismas indicaram uma diminuição na resistência à compressão e no módulo de elasticidade quando comparados os estados não saturadose saturados. No ensaio de fluência obteve-se os coeficientes para os estados saturado e não saturado e observou-se que para a segunda condição seu valor situou-se na faixa estabelecida pelo eurocódigo. A partir dos coeficientes de fluência foram calculados os módulos de elasticidade em longo prazo e verificou-se que ocorreu diminuição para ambas as condições saturada e não saturada. Na análise das tensões através do método dos elementos finitos observou-se que estas apresentaram maiores valores no pavimento térreo, sendo que neste local apareceram as maiores concentrações de fissuras na análise não linear. Nas paredes da fundação foram verificados os coeficientes de segurança nos estados não saturado e saturado. Constatou-se que algumas delas estão com a segurança estrutural abaixo da recomendação proposta pela Norma Brasileira para alvenaria estrutural.

Palavra chave: Ensaio; resistência; alvenaria; bloco; argamassa.

ABSTRACT

The current work it is an experimental and numerical research applied to a building constructed with sealing ceramic masonry blocks and coated with mortar. It also examines whether it is possible to employ nondestructive and quasi-destructive methods and techniques for this type of construction. For this to happen dynamic tests, flat jack tests and acoustic emission tests have been made in the building. Furthermore, tests were performed in the laboratories of blocks, mortar, prisms, creep and samples taken from the walls of the building. Moreover, the resistance to compression of the walls was analyzed using theoretical equations, standardized equations and results of the finite element method. The natural frequencies were found in the dynamic test and compared with those obtained through the finite element method; through the difference between them it was determined the stiffness of the building in the saturated and unsaturated states. For the flat jack test three strategies were needed to recognize which was better to use the equipment on the walls of the building. In the acoustic emission testing was possible to detect the beginning of the fissures by the testing of accumulated damage. The tests on the blocks, mortar and prisms indicated a decrease in compressive resistance and modulus of elasticity when compared from unsaturated and saturated conditions. The creep test obtained the coefficients for the saturated and unsaturated states and it was observed that the value for the latter condition fell in the range established by Eurocode. From the creep coefficients were calculated modulus of elasticity in the long-term and verified that decrease occurred for both saturated and unsaturated conditions. The analysis of the stresses through the finite element method showed that they had higher values on the ground floor and in this place there were the highest concentrations of cracks in nonlinear analysis. The safety coefficient in unsaturated and saturated states was verified on the walls of the foundation, finding that some of them are within the structural safety under the recommendation proposed by the Brazilian standard for structural masonry.

Keyword: Test; resistance; masonry; block; mortar.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 - Apresentação

Este trabalho trata-se de uma investigação experimental e numérica aplicada a um edifício construído em bloco cerâmico. O edifício está localizado na Região Metropolitana do Recife, tem quatro pavimentos, quatro apartamentos por andar e cada um com dois quartos. No meio do edifício foi construída uma escada e sobre ela, no último andar, um reservatório em concreto armado.

O conceito básico do sistema estrutural do edifício funciona com base em paredes resistentes, não dimensionadas racionalmente, formadas de blocos de vedação revestidos com argamassa. Ao mesmo tempo que as paredes suportam seu peso próprio, resistem às solicitações das lajes provenientes dos pavimentos superiores e ao empuxo lateral na parede da fundação. Além disso, elas servem como elemento para subdivisão dos espaços físicos.

Construções com as características descritas acima existem em várias regiões brasileiras, especialmente no norte e nordeste do país. Esse tipo de construção é geralmente chamado de “Prédio Caixaão” ou “Edifício Caixaão”, devido ao formato de caixa ser decorrente da continuidade das paredes do térreo até à cobertura.

Devido a escassez de moradia, essa modalidade de construção teve grande impulso a partir da década de setenta com recursos do governo federal. Durante este período foram construídos vários conjuntos habitacionais na região metropolitana do Recife. Tempos depois constatou-se que eles não atendiam à boa prática da engenharia.

Ao longo dos anos os prédios sofreram um processo de degradação bem antes do prazo mínimo estabelecido por normas sobre a vida útil dos edifícios. Inúmeros problemas patológicos foram verificados em vários blocos dos conjuntos residenciais construídos, que vão desde um simples aparecimento de manchas e bolor nas paredes ao surgimento de fissuras, rachaduras, afundamento de todo bloco do edifício e o desabamento com lesões ou mortes de moradores.

Soma-se a isso ao fato de que muitos moradores, insatisfeitos com as dimensões e repartições dos apartamentos, modificaram por conta própria e falta de informação a arquitetura interna, desestabilizando ainda mais o sistema construtivo.

O problema apresentado não tem solução simples, por causa das características construtivas desses tipos de edifícios e das condições dos moradores. Em sua grande maioria, os usuários podem ser enquadrados como de classe média baixa, onde o comprometimento da renda os impede de assumirem gastos com avaliação e recuperação da edificação.

Informações obtidas através de órgãos públicos e jornais, apresentados no Anexo A, indicaram que só em Recife, município que já finalizou levantamento sobre este tipo de construção, são 2276 edifícios caixão, sendo 1200 considerados com alto risco de desmoramento e 133 com risco muito alto. Já são 160 prédios interditados na região metropolitana do Recife.

A situação desse tipo de construção é extremamente grave à medida em que se observa no local e no laboratório o modo de ruptura do edifício, que ocorre de maneira brusca, sem apresentar nenhum indício de danos ou fissuras que permitisse evacuação dos moradores. Exemplos de acidentes desse tipo de construção são mostrados no Capítulo 2, que apresenta o desabamento de 6 edifícios com 12 mortes. Além disso, aponta que no período do desabamento alguns edifícios tinham no máximo 11 anos de construído.

Os fatos ocorridos em Recife levaram a várias ações judiciais com a finalidade de recuperação ou demolição desse tipo de construção. Todavia, as informações ainda são poucas quanto à natureza e às prováveis causas dos acidentes. Surge então a necessidade de dirimir algumas dúvidas e responder questões tais como: porque esse tipo de construção continua erguida e qual a sua segurança estrutural? Como ocorre sua ruptura? Será possível usar métodos não destrutivos ou semidestruativos, empregados em alvenaria histórica, para investigar este tipo de alvenaria?

Este trabalho buscou responder essas questões através de pesquisas *in situ* e nos laboratórios. De imediato, com base na fundamentação teórica apresentada, supõe-se que nestas construções existem contribuições do conjunto blocos e revestimentos na sua resistência à compressão, e a ruptura ocorre de maneira brusca levando a parede ao colapso. É possível empregar métodos não destrutivos ou semidestruativos, desde que sejam calibrados os equipamentos para esse tipo de material.

A partir dos pressupostos foram realizadas investigações *in situ* e nos laboratórios. As investigações no edifício foram através de inspeções, ensaios dinâmicos, macacos planos, emissão acústica, resistência de aderência. Nos laboratórios foram executados ensaios de blocos, argamassas, prismas, fluência e amostras retiradas das paredes do edifício. Por outro lado foi analisada a resistência à compressão das paredes usando equações teóricas, normalizadas e resultados numéricos

1.2 – Objetivo principal

Investigar experimentalmente e através do método dos elementos finitos a resistência à compressão das paredes de um edifício construído em alvenaria com blocos cerâmicos de vedação e revestimento. Além disso, analisar se é exequível o emprego de métodos e técnicas não destrutivas e semidestrutivas para esse tipo de construção.

1.3 – Objetivos específicos

- Estudar a viabilidade do ensaio com macaco plano em paredes construídas em blocos cerâmicos de vedação revestidos;
- Analisar a utilização do ensaio de emissãoacústica nas paredes do edifício com e sem revestimento;
- Aplicar ao mesmo tempo os ensaios de macacos planos e emissão acústicapara verificar os danos acumulados na parede;
- Obter o coeficiente de fluência e módulo de elasticidade da alvenaria em longo prazo;
- Examinar a influência do revestimento na resistência à compressão do edifício;
- Identificar os locais de aparecimento de fissuras no edifício através do método dos elementos finitos;
- Discutir os possíveis modos de ruptura das paredes do edifício nos estados saturado e não saturado

1.4 – Delimitação e variáveis de estudo

A investigação experimental e numérica aplicada ao edifício caixão da Região Metropolitana do Recife, restringiu às paredes da edificação submetidas à compressão de carga centrada. Vale destacar que não são objeto de estudo dessa pesquisa a análise da fundação, flexão lateral de painéis, cisalhamento e abalo sísmico no edifício. Em relação às variáveis a serem estudadas as duas principais são as solicitações e resistências à compressão.

1.5 – Metodologia

Conforme já mencionado na apresentação do trabalho, esta pesquisa é uma investigação experimental e numérica aplicada a um edifício. Em função disso, a metodologia foi dividida em três partes importantes: programa experimental no edifício; programa experimental nos laboratórios e análise teórica e numérica do edifício.

O programa experimental no edifício foi realizado em duas etapas. A primeira, chamada de qualitativa, consistiu em realizar inspeções, fazer anotações de anomalias, características dos materiais e relatos históricos dos ex-moradores e vizinhos. Nesta fase foram obtidos os projetos e verificou-se as configurações do edifício, isto é, sua geometria e se ocorreram alterações nas paredes e distâncias entre si. Ainda nesta fase iniciou-se o processo de calibração, bem como o ajuste dos equipamentos de ensaios dinâmicos e emissão acústica.

Na segunda etapa, denominada de quantitativa, verificou-se as dimensões dos elementos estruturais como: espessuras e altura das paredes, lajes, revestimentos, blocos, juntas, cintas e vergas. Nesta fase foram iniciados os ensaios dinâmicos, ensaios com macacos planos, emissão acústica, resistência de aderência à tração e retiradas de amostras prismáticas para serem ensaiadas nos laboratórios.

Os ensaios nos laboratórios está dividido em três partes: ensaio mecânico, físico e químico. Esses ensaios são: caracterização física dos materiais, ensaios de blocos, argamassa, prisma, fluência, sondagem e análise química da água na fundação.

Após a obtenção de relatos sobre o edifício, projetos, parâmetros geométricos e mecânicos, mais as características lineares e não lineares das paredes e materiais, foi realizada análise linear para conhecer as tensões numéricas e deformações para, em seguida, comparar com os valores obtidos nos ensaios realizados nos laboratórios.

Finalmente foi realizada uma análise não linear para discutir as tensões em relação à combinação de carga proposta e observar os principais locais do aparecimento de fissuras nas paredes do edifício caixaão.

Com base no que foi discutido nos parágrafos anteriores, está representado na Figura 1, o processo metodológico do desenvolvimento da pesquisa em campo e nos laboratórios.

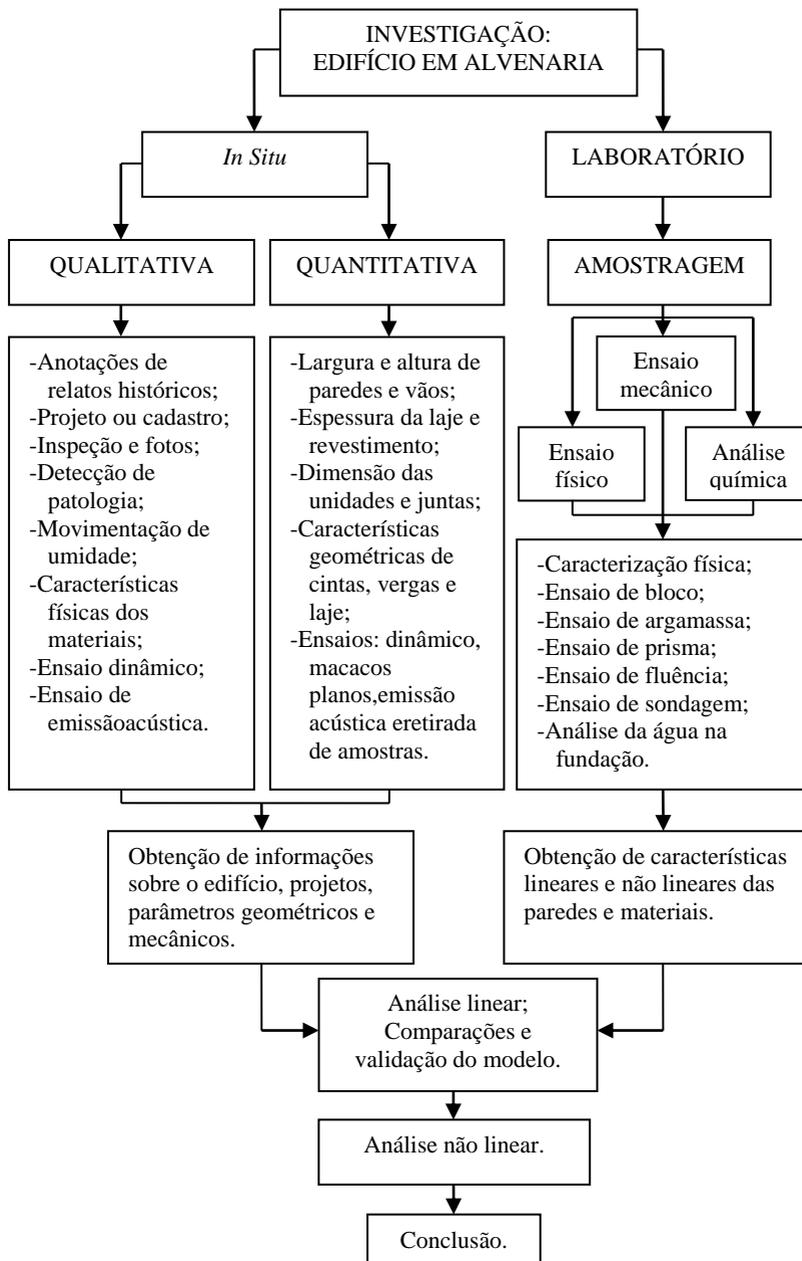


Figura 1 – Metodologia do desenvolvimento da pesquisa

1.6 – Estruturação

Esta tese encontra-se estruturada em seis capítulos. O **Capítulo 1** apresenta o objeto da pesquisa e seu sistema construtivo, contextualiza sua importância do ponto de vista social, cita as questões e hipóteses da pesquisa, justifica o trabalho e sua contribuição, enumera os objetivos tanto geral como específicos, evidencia a metodologia da pesquisa mais a estruturação do trabalho.

No **Capítulo 2** é apresentada a fundamentação teórica do trabalho. Nele, inicialmente, é mostrada a distinção entre alvenaria resistente e alvenaria estrutural, depois são comentados os métodos e técnicas de investigação em alvenaria, com destaque para os ensaios não destrutivos e semidestrutivos. Em seguida são discutidas as considerações das normas internacional e nacional sobre alvenaria à compressão, sendo que nessa seção são comparados os parâmetros das equações propostas pelas normas. Um tópico sobre o comportamento mecânico da alvenaria em função do tempo é exibido. Também há um tema sobre simulação numérica, dando ênfase na micro e macro modelagem. No item seguinte, são apresentados alguns acidentes com os prédios caixão na Região Metropolitana do Recife e, por fim, comenta-se sobre as pesquisas em alvenaria resistente em blocos realizadas por pesquisadores brasileiros.

A investigação feita *in situ* no edifício está demonstrada no **Capítulo 3**, onde são apontadas as inspeções realizadas na infraestrutura e superestrutura do prédio, os ensaios: dinâmico, macacos planos, emissão acústica, resistência aderência e o processo de retirada das amostras prismáticas das paredes do edifício em estudo. Vale salientar que no ensaio dinâmico foi obtido o valor da frequência do edifício no estado vibratório; no ensaio com macacos planos foram necessárias três estratégias para perceber qual delas era melhor para usar os equipamentos nas paredes do edifício caixão. No ensaio de emissão acústica foi possível perceber o início do fissuramento através do ensaio de danos acumulados.

No **Capítulo 4** são apresentados os programas experimentais desenvolvidos nos laboratórios da Universidade do Minho e no SENAI-PE. Foi realizada caracterização física dos materiais e ensaios nos estados saturado e não saturados em blocos, argamassas, prismas e obtidos os coeficientes de fluência. Os resultados destes ensaios estão

representados em tabelas e figuras. Nos gráficos das figuras fica evidente a diferença de comportamento estrutural entre os corpos de prova nas condições saturada e não saturada.

As análises teórica e numérica no edifício são mostradas no **Capítulo 5**. Nele constam os cálculos das tensões teóricas, normalizadas e numéricas. Além disso, pode ser observado o procedimento de ajuste do módulo de elasticidade nas condições saturado e não saturado através dos valores do ensaio dinâmico e do método dos elementos finitos. Ainda neste capítulo são comparados os resultados das tensões provenientes da análise linear com os valores obtidos teoricamente e através das normas inglesa, europeia e brasileira para alvenaria estrutural. Outra análise foi verificar o coeficiente de segurança das paredes do edifício no embasamento através da NBR 10837 (2000).

No mesmo capítulo, procurou-se estabelecer uma confrontação entre os valores obtidos na deformação da simulação numérica com os adquiridos a partir da realização dos ensaios de fluência e prismas retirados das paredes do edifício. Ao final do capítulo, através da análise não linear, são mostrados os principais locais de aparecimento de fissuras no edifício.

No **Capítulo 6** são apresentadas as conclusões e recomendações, como também propostos possíveis trabalhos futuros a serem desenvolvidos. São sugeridos trabalhos com ensaios dinâmicos, macacos planos, emissão acústica, fluência e análise do modelo de ruptura do edifício através do método dos elementos finitos. Enfim, são feitas recomendações para que a norma brasileira para alvenaria insira o coeficiente de fluência e o módulo de elasticidade em longo prazo na análise da alvenaria nas condições saturada e não saturada.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 – Conceitos sobre alvenaria

Antecedentes históricos da alvenaria têm sido exaustivamente relatados em livros, teses, dissertações e artigos por diversos pesquisadores, como Hendry e Khalaf (2001), Sinha (2002) e Lourenço (2002), porém, a maioria dos autores não menciona os diferentes tipos de alvenaria. Para um leitor que está começando a familiarizar-se com alvenaria, fica a impressão de que a concepção estrutural é a mesma tanto nas construções que ocorreram no passado como as do presente. Por isso, há necessidade de diferenciar e conceituar a alvenaria.

No livro *Construindo em Alvenaria Estrutural*, Roman e outros (1999), classificam o tipo de alvenaria, em relação à sua utilização e a forma, como: alvenaria não armada; alvenaria armada; alvenaria protendida e alvenaria estrutural.

Na alvenaria não armada os autores salientam que a adição de reforços de aço (barras, fios e telas) ocorre apenas por necessidades construtivas. Para o segundo tipo, a alvenaria é reforçada por necessidades estruturais. Na protendida, os autores definem a alvenaria como reforçada por uma armadura ativa (pré-tensionada) que submete a alvenaria a esforço de compressão. Já a alvenaria estrutural, os autores a definem como dimensionada segundo métodos de cálculos racionais e de confiabilidade determinável.

A norma inglesa BS 5628-1 (1992) define alvenaria como um arranjo de unidades estruturais, moldado em obra ou construído em painéis pré-fabricados, tendo as unidades ligadas solidamente entre si por argamassa. A norma ressalta que a alvenaria pode ser armada e não armada.

Por sua vez, a norma brasileira NBR 10837(2000) classifica a alvenaria em armada e não armada. Segundo a norma, a alvenaria estrutural não armada de blocos vazados de concreto é "aquela construída com blocos vazados de concreto, assentados com argamassa, e que contém armaduras com finalidade construtiva ou de amarração, não sendo esta última considerada na absorção dos esforços calculados". Já alvenaria estrutural armada de blocos vazados de concreto, segundo a mesma referência, é "aquela construída com blocos vazados de concreto, assentados com argamassa, na qual certas cavidades são preenchidas

continuamente com *grout*, contendo armaduras envolvidas o suficiente para absorver os esforços calculados, além daquelas armaduras com finalidade construtiva ou de amarração".

O Eurocode 6-1 (2005) define a alvenaria como um conjunto de unidades dispostas ordenadamente e unidas por argamassa. Ainda classifica a alvenaria em armada, não armada, protendida e confinada.

Embora as definições estejam claras sobre a alvenaria estrutural, porém, o conceito técnico sobre alvenaria resistente diferencia-se quando é comparada a linguagem Brasil-Portugal. Por exemplo, em um artigo sobre a construção em alvenaria, Lourenço (2002) aborda os aspectos sobre a concepção e projeto de estruturas em alvenaria. Durante a explanação do assunto ele menciona sobre alvenaria resistente.

Na exposição das ideias ele cita que para a alvenaria resistente tornar-se competitiva nos países desenvolvidos, deverá ser encarada não apenas como material estrutural, mas como uma solução construtiva que contempla os aspectos estruturais, estéticos, acústicos, térmicos, de resistência ao fogo e de impermeabilização.

Outro autor português, Pagaimo (2004), afirma que as construções que antecederam à era do concreto armado foram essencialmente em alvenaria resistente. Segundo ele, as paredes de alvenaria constituem um dos elementos estruturais mais importantes das construções antigas.

Citando dados do Instituto Nacional de Estatística, afirma que cerca de 60% dos edifícios em Portugal têm a estrutura em alvenaria resistente, 30% em concreto armado e 10% em adobe, taipa ou alvenaria de pedra. A alvenaria resistente é também comentada por Roman e outros (1999) que considera que ela deve resistir a cargas outras além do próprio peso.

Baseado no que foi exposto e na leitura dos antecedentes da alvenaria, que se confunde com a própria história da humanidade, observa-se que a mesma inicialmente foi executada de maneira tradicional, quando valiam a experiência e a tradição dos profissionais, e não existia nenhuma noção básica de cálculo estrutural.

Ao longo do tempo foi-se observando através de erros e acertos o comportamento estrutural da alvenaria. A experiência baseada na prática

profissional levou ao surgimento da alvenaria resistente. Nesta fase já havia noções preliminares do cálculo estrutural.

O aparecimento de novos materiais como o aço e o concreto contribuiu para relegar a alvenaria a um segundo plano. Mas as pesquisas desenvolvidas para os novos materiais e a implementação de códigos de práticas em alvenaria na Europa e Estados Unidos colaboraram para o reaparecimento e disseminação da alvenaria estrutural.

A exposição sucinta de evolução das fases da alvenaria apresentada nos parágrafos anteriores pode ser vista na Figura 2. Nela, a alvenaria tradicional está indicada como a etapa inicial das construções, seguida da fase de transição em alvenaria resistente e a estrutural.

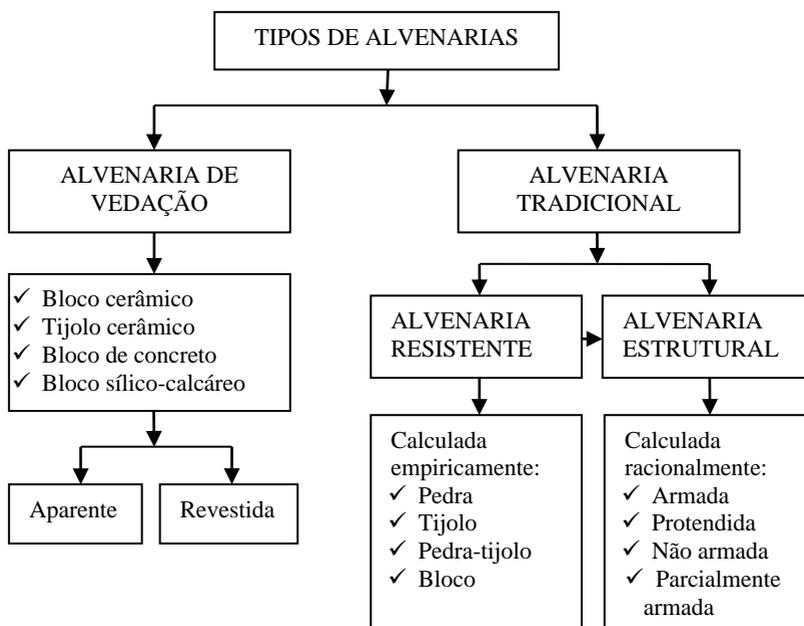


Figura 2 – Evolução da alvenaria

A representação na Figura 2 da Alvenaria Tradicional subdividindo-se em resistente e estrutural, diz respeito ao Brasil que mesmo existindo normas para alvenaria como a NBR 15270-1 (2005), NBR 15270-2 (2005) e NBR 10837 (2000), ainda é prática no século atual construir em alvenaria resistente em todas as regiões brasileiras, especialmente no norte e nordeste, sem nenhum critério técnico.

Observando a Figura 2 é possível exemplificar alguns monumentos históricos que representam a evolução da alvenaria. Um exemplo de alvenaria tradicionalmente construída que consistiu no empilhamento de grandes blocos de pedras, sem rigor científico, são as pirâmides do Egito. As pirâmides de Gizé, mostradas na Figura 3, localizam-se no planalto de Gizé, na margem do Rio Nilo, próximo à cidade do Cairo.

As pirâmides do Egito constituíram-se em estruturas monumentais construídas em pedra por volta de 2700 a.C., algumas tinham cerca de 60 metros de altura, 109 metros de comprimento norte-sul e 125 metros de leste-oeste. Internamente têm uma estrutura complexa, composta de corredores e salas.



Figura 3 – Pirâmides de Gizé
Fonte: Wikipédia

Uma obra imponente em alvenaria que se destacou na Antiguidade foi o Farol de Alexandria, representado na Figura 4. Construído por volta de 280 a.C. na baía da cidade de Alexandria no Egito, este monumento foi erguido sobre uma base quadrada em pedra que dava origem a uma torre octogonal de mármore com uma altura que variava entre 115 a 150 metros. Em seu interior ardia uma chama que através de espelhos iluminava uma distância de até 50 quilômetros. Em 1994, grandes blocos de pedra e estátuas do farol foram localizados sob as águas da baía de Alexandria.



Figura 4 – Farol de Alexandria
Fonte: Google Imagem

Um exemplo de edifício em alvenaria muito comentado no meio acadêmico, inclusive por Hendry e Khalaf (2001) e Sinha (2002), é o Monadnock Building, construído em 1891, visto na Figura 5. Suas paredes na base foram executadas com 1,80 metros de largura. Segundo pesquisadores como Ramalho e Corrêa (2003) caso fosse dimensionado pelos procedimentos atuais e com os mesmos materiais, essa espessura seria inferior a 30 cm. Este resultado parece indicar que a execução da alvenaria ainda não estava fundamentada no cálculo racional e passava pelo período de transição entre a alvenaria resistente e a estrutural propriamente dita.



Figura 5 – Monadnock Building, Chicago (1891)
Fonte: Google Web

Construções recentes em alvenaria estrutural realizadas no Brasil são citadas por Sinha (2002), apresentadas na Figura 6. O autor comenta que o emprego da alvenaria tem disseminado rapidamente pelo país. Inclusive alguns edifícios são baseados na BS 5628-1 (1992), mas o autor acima ressalva que algumas exigências para danos acidentais foram ignoradas.



Figura 6 – Edifícios em alvenaria no Brasil
Fonte: Sinha (2002)

Em se tratando das definições sobre alvenaria discutidas anteriormente, duas são importantes pois estão relacionadas à pesquisa; são a alvenaria resistente e a alvenaria estrutural. Resumidamente nota-se em termos de cálculo que a primeira é dimensionada empiricamente enquanto que na segunda é utilizado o cálculo racional e de confiabilidade determinável.

Essa diferenciação no cálculo das alvenarias permite os seguintes questionamentos: é possível usar o mesmo procedimento para a obtenção da resistência à compressão em parede de alvenaria estrutural, também ser empregado para análise estrutural de parede em alvenaria resistente ou até mesmo em prédios históricos?

O Eurocode 8-3 (2005) recomenda que os valores nominais poderão ser utilizados como resistência de cálculo em situações particulares de estruturas antigas, como as construídas com materiais homogêneos. Pagaimo (2004), por sua vez, ressalta que baseado nos resultados dos ensaios *insitu* poderá ser determinados os fatores de segurança e valores característicos.

Naturalmente existem outros aspectos que diferenciam a edificação em alvenaria resistente da edificação em alvenaria estrutural. Neste sentido,

distintas características dos materiais e seu emprego na execução também apresentam aspectos diferenciados que serão abordados a seguir.

Em uma edificação em alvenaria resistente, as paredes além de atender às funções de vedação, atendem também as exigências estruturais, não especificadas em normas técnicas. Para o caso ainda da alvenaria resistente, em várias regiões do Brasil, edifícios pequenos, são construídos empiricamente, seguindo a prática construtiva local, principalmente em função da experiência dos mestres de obra.

Em relação à alvenaria estrutural, que exprime um conceito mais amplo, pode-se afirmar que é dimensionada segundo método de cálculos racionais e de confiabilidade determinável capaz de resistir ao seu peso próprio e às cargas atuantes sobre a mesma, provenientes de lajes ou coberturas, e de transmitir estas cargas para as fundações, geralmente sob uma forma distribuída. E os materiais empregados, blocos e argamassas, são especificados segundo os resultados obtidos no dimensionamento estrutural.

2.2 – Métodos e técnicas de investigação em alvenaria

Em um prédio concluído sempre há dúvida quanto à sua estabilidade ou capacidade de carga, quer seja em toda a estrutura ou em parte dela (INTERNATIONAL CODE COUNCIL - ICC, 2003). Para dirimir a incerteza dos esforços atuantes, o ICC (2003) sugere que seja realizada uma investigação *in situ* através de ensaios na estrutura e nos materiais que a compõe.

Grinzato e outros (2004) reforçam o que o ICC(2003) afirmou ao mencionar que novos e velhos edifícios necessitam de monitorização para avaliar seu estado. A identificação precoce dos danos em estruturas já existentes é essencial para atingir os objetivos de recuperação e iniciar os reparos das partes críticas danificadas. Portanto, concluem os autores, uma avaliação eficaz e por meio de ensaios não destrutivos (END) é altamente desejável.

Antes de executar os ensaios a Associação Espanhola de Normalização e Certificação através da UNE-EN 1990 (2003) recomenda que devem estar claros os tipos de teste a ser realizados e para que se propõem. Esta

norma cita vários exemplos, dentre outros: ensaios para conhecer diretamente a resistência última, a capacidade de serviço da estrutura e dos elementos estruturais para as condições de carga dada. Segundo a norma estes ensaios podem ser levados a cabo, por exemplo, para a carga de fadiga e de impacto.

Um outro ensaio comentado pela UNE-EN 1990 (2003) e que se insere no contexto da pesquisa, objetiva obter as propriedades dos materiais utilizando os procedimentos adequados nos ensaios *in situ* e laboratório para antigo e novos materiais.

A norma citada prescreve que antes de efetuar os ensaios, estes devem ser planejados com a empresa ou profissional encarregado de fazê-lo. Este plano deve conter os objetivos dos ensaios e toda especificação para seleção ou confecção dos corpos de prova, a execução dos ensaios e evolução dos resultados. Para a norma o planejamento deve englobar:

- O objetivo e campo de aplicação;
- Previsão dos resultados dos ensaios;
- Especificação dos corpos de prova;
- Especificações da aplicação das cargas;
- Dispositivos de ensaio;
- Medições; e,
- Evolução e informes dos ensaios.

A esse respeito, o Eurocode 8-3 (2005) faz recomendações importantes para investigação em construções em alvenarias históricas. Inicialmente deve ser feita a inspeção e o exame visual dos danos para obtenção de informações para análise estrutural. Alguns dos defeitos que poderão ser identificados são os seguintes: falta de simetria do prédio; fissuras; paredes com desaprumo, apoio insuficiente do piso nas paredes; etc.

O mesmo código ainda salienta que a integridade da alvenaria ou a possível presença de danos é permitido verificar e quantificar o grau de deteriorização, a não uniformidade da construção através de ensaios não destrutivo. O código europeu orienta os seguintes ensaios a ser realizados na alvenaria: *ultrassom ou vibrações mecânicas, ecoimpacto e radiografia*.

Porém, o mesmo código ressalva que ensaios complementares podem ser realizados para melhorar o nível de confiança sobre as propriedades dos materiais, ou avaliar a condição da alvenaria. Estes ensaios são: *rebote usando martelo de Schmidt*; *macaco plano* e ensaios destrutivos em regiões específicas ou elemento da estrutura.

Na Figura 7 está representada a classificação dos ensaios utilizados para investigação em alvenaria. A classificação está dividida em ensaios não destrutivos (END), semidestruídos (ESD) e destrutivos (ED). Nesta seção serão apresentados e discutidos os não destrutivos e semidestruídos.

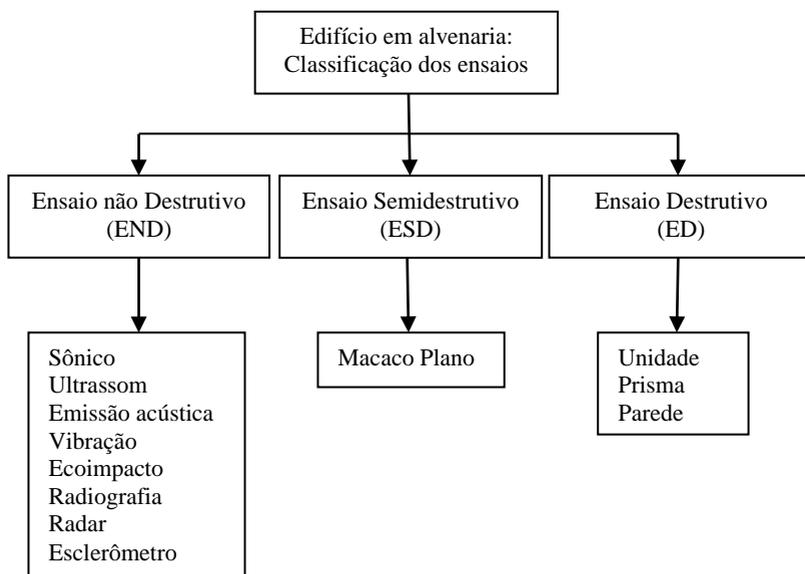


Figura 7 – Ensaios empregados na investigação em alvenaria

Existem vários trabalhos desenvolvidos na Europa e nos Estados Unidos que utilizaram métodos e técnicas de END para avaliar o grau de perigo e intervenções em prédios históricos construídos em alvenaria. Como o presente trabalho trata de uma investigação *in situ* e no laboratório, serão debatidos alguns dos ensaios, esquematizados na Figura 7, e sua aplicabilidade em alvenaria.

O ensaio com *ultrassom*, segundo Eurocode 8-3 (2005), tem por finalidade detectar a variação da densidade e módulo de elasticidade dos

materiais, a presença de descontinuidades e fissuras na alvenaria. Entre outros trabalhos pode-se citar os desenvolvidos por Binda e outros (2000, 2001). O primeiro consistiu numa explanação geral, com exemplos, sobre procedimentos de investigação para o diagnóstico de alvenarias históricas. No segundo trabalho mencionam sobre a pesquisa desenvolvida empregando o ensaio *sônico* para diagnosticar e reparar a Catedral de Noto na Itália, que sofreu colapso em 1996.

Os autores citados salientam que o teste *sônico* é um dos métodos de investigação de ensaio não destrutivo bastante utilizado em alvenaria. Seu emprego ocorreu na década de 1960 e os primeiros resultados não foram promissores devido a não homogeneidade da alvenaria. Os autores têm feito esforço para correlacionar os parâmetros sonoros com as características mecânicas do material.

A técnica do ensaio consiste na propagação de ondas ultrassônicas que não resultam em dano algum ao elemento que é testado. Através da propagação da onda obtém-se o tempo do percurso, em seguida a velocidade. Também é possível obter outros parâmetros importantes como a frequência e a amplitude. A velocidade de uma onda elástica - que passa através de um material sólido como alvenaria - é teoricamente proporcional à densidade, ao módulo dinâmico e ao coeficiente de Poisson do material. Para os autores, a utilização de onda ultrassônica em alvenaria pode ter os seguintes objetivos:

- Verificar a qualidade da alvenaria através de forma da seção da parede;
- Detectar a presença de vazios, falhas e fissuras;
- Controlar a eficácia da reparação da parede através da técnica de injeção de argamassa; e,
- Perceber quando as características físicas dos materiais mudaram.

Embora o teste ultrassônico venha sendo realizados há algum tempo em alvenaria, Binda e outros (2000) afirmam que existem limitações quanto ao seu emprego, tais como:

- Custo elevado das operações devido ao número de medidas que devem ser realizadas;
- Difícil elaboração dos resultados, devido às dificuldades criadas pela falta de homogeneidade do material; e,

- Necessidade de calibração dos valores para os diferentes tipos de alvenaria.

Seguindo a mesma linha de raciocínio de Binda e outros (2000), Casula e outros (2007) afirmam que o método de ultrassom é eficaz na detecção da característica elástica dos materiais, porém a interpretação do resultado é extremamente complexa devido à heterogeneidade do meio, a presença de umidade, a porosidade e outras propriedades dos materiais.

Todavia, Binda e outros (2001) ao finalizar os trabalhos na Catedral de Noto, concluíram que é possível empregar o ensaio *sônico* para identificar e reparar danos na alvenaria. No entanto, recomendam que os resultados sejam verificados através de ensaio ligeiramente destrutivo. Eles afirmam que a utilização desta técnica permitiu reconhecer diferentes materiais ao investigar grande área de parede. Além disso, eles salientam que as investigações repetidas antes e após o reparo nas paredes permitiram controlar a injeção de argamassa.

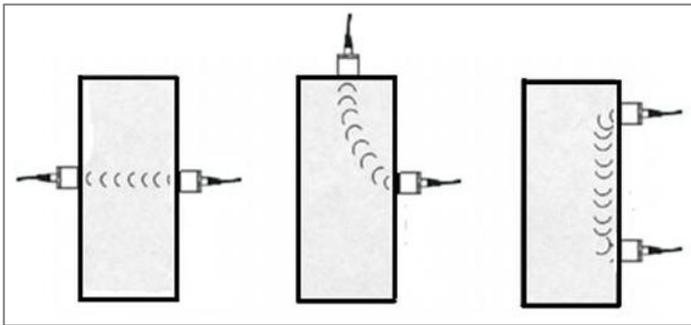
Seguindo a mesma linha do assunto de ensaio não destrutivo, agora com outro tipo, Meola e outros (2005) afirmam que o termo *ultrassom* é geralmente usado para indicar o estudo e a aplicação de ondas sonoras de alta frequência, que estão acima da faixa de audição humana (entre 20 Hz e 20 kHz). Segundo os autores a frequência utilizada para escala de ensaio não destrutivo varia na faixa de 100 kHz a 50 MHz.

Estes autores salientam que o princípio básico de funcionamento do método *ultrassom* consiste na propriedade de ondas sonoras, induzidas por um transdutor, que percorrem o interior de materiais sólidos. Cada tipo de onda ocasiona um movimento específico das partículas no meio de transmissão. Os tipos de onda são geralmente conhecidos como longitudinal (compressão), transversal (cisalhamento) e de superfície.

Uma onda é longitudinal quando as partículas do meio em que ela se propaga vibram na mesma direção de propagação da onda nesse meio. Já a transversal ocorre quando as partículas do meio em que ela se propaga, vibram perpendicularmente à direção de propagação da onda nesse meio. Nesse caso, os planos de partículas no meio de propagação mantêm-se à mesma distância uns dos outros. E por fim, as superficiais que são obtidas após a refração da onda longitudinal. Existem três tipos de ondas superficiais: ondas de Rayleigh, ondas de Love e ondas de

Lamb. As ondas de Rayleigh são as mais utilizadas nos ensaios não destrutivos e as demais são utilizadas em casos específicos.

Meola e outros (2005) comentam que geralmente a propagação de ondas é a mais rápida para as longitudinais e mais lenta para as de superfícies. Eles ainda afirmam que os transdutores (um transmissor e receptor de ondas) podem ser dispostos no material de modo a realizar: transmissão direta, quando os pulsos são gerados por transdutores em faces opostas, mostrado na Figura 8a; transmissão semidireta, quando estão perpendiculares entre si, visto na Figura 8b e transmissão indireta, quando os transdutores estão no mesmo plano, representado na Figura 8c.

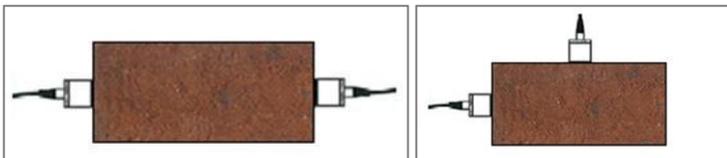


(a) Direta (b) Semidireta (c) Indireta

Figura 8 – Modos de transmissão de onda sônica e ultrassônica

Fonte: Figura adaptada de Mccann e Ford (2001)

Uma pesquisa com ensaio não destrutivo desenvolvida por Brozovsky e Zach (2007) em tijolos maciços cerâmicos antigos e novos procurou estabelecer correlações entre a resistência à compressão e medições com *ultrassom*. Estes autores realizaram transmissões diretas e semidiretas no tijolo, mostrado nas Figuras 9a e 9b.



(a) direta

(b) semidireta

Figura 9 – Modo de transmissão nos tijolos

Fonte: Brozovsky e Zach (2007)

Os tijolos maciços tinham resistência a compressão entre 20 e 45 MPa e a frequência utilizada no ensaio situou-se entre 82 e 100 KHz . Antes do ensaio as superfícies dos tijolos foram regularizadas para fixação dos transdutores.Cada tijolo foi ensaiado dez vezes na transmissão direta e oito vezes na transmissão semidireta. A correlação entre a velocidade de pulso *ultrassônico* e a resistência à compressão nos tijolos cerâmicos pode ser vista na Tabela1.

Tabela 1 – Resultados da correlação segundo Brozovsky e Zach (2007)

Tipo de tijolo maciço	Método de ensaio	Coefficiente de correlação
Antigo	Transmissão direta	0,284
Antigo	Transmissão semidireta	0,266
Novo	Transmissão direta	0,520
Novo	Transmissão semidireta	0,541

Os autores concluem afirmando que a eficiência do método de pulso ultrassônico para a determinação da resistência à compressão do tijolo é discutível, embora útil em alguns casos. Em relação aos ensaios nos tijolos antigos e novos, não foi possível estabelecer nenhuma correlação para calibração entre os dois tipos de tijolos na prática. Porém foram detectadas diferenças de velocidade de pulso ultrassônico quando comparado o tijolo antigo com o novo. Segundo autores,este fator pode estarrelacionado ao maior volume de defeito na microestrutura heterogênea dos tijolos.

Passando agora para outro tipo de ensaio vale citar um trabalho mais recente desenvolvido por Carpinteri e outros (2006).Neste, os autores fazem um monitoramento e avaliação através da *emissão acústica* de danos estruturais e tempo de vida em estrutura de concreto e construções em alvenaria.

Eles comentam que a avaliação da segurança e confiabilidade para estruturas de concreto armado, como pontes e viadutos ou edifícios de alvenaria histórica, representa uma tarefa complexa na vanguarda da pesquisa tecnológica.

Devido a essas razões, eles enfatizam que o diagnóstico e as técnicas de monitorização estão assumindo uma importância crescente na avaliação das condições estruturais e confiabilidade.

Entre esses métodos, segundo os autores, a metodologia não destrutiva baseada na emissão acústica (AE) revela-se muito eficaz. Este método de detecção de danos, baseia-se na captação de ondas elásticas devido à geração e propagação de trincas localizadas dentro do material.

O movimento das ondas elásticas através do material é detectado por sensores situados na superfície. Esses sensores são transdutores que convertem as ondas mecânicas em sinais elétricos. Desta forma, as informações sobre a existência e localização de danos podem ser obtidas.

Os mesmos autores, citando trabalhos de Richter (1958), Chakrabarti e Benguigu (1997), sustentam que a obtenção de informações e dados através da emissão acústica é similar ao que ocorre na sismicidade, onde, após o abalo sísmico, as ondas chegam à estação colocada sobre a superfície da Terra. Portanto, concluem os pesquisadores, entre os ensaios não destrutivos, a técnica de monitoramento através da emissão acústica é a única capaz de detectar um processo de danos ao mesmo tempo em que o fenômeno ocorre.

Isso pode ocorrer, por exemplo, quando um padrão de fissuramento é detectado e seu crescimento torna-se progressivo, devido ao assentamento do solo, variações da temperatura ou cargas excessivas etc. Estes fenômenos geram necessidade de se obter informações quando a estrutura estiver submetida a esforços dinâmicos. Por esse motivo, torna-se importante conhecer as tensões de deformações em serviço e em estado último, de modo a garantir adequadas condições de segurança e confiabilidade tanto ao projeto como à recuperação para esse tipo de edificação.

Ademais é necessário o entendimento do comportamento desses tipos de estruturas em termo de fissuração e mecanismo de ruptura, bem como a sua resistência e comportamento pós-pico proveniente de vibrações internas ou externas à estrutura. As vibrações internas podem ser causadas por máquinas dos elevadores, bombas, equipamentos e etc. As fontes de vibração externas podem ser provocadas pelo tráfego de veículos, metrô, explosões, ventos fortes, abalos sísmicos e escavações próximas a edificação. Acrescente a isso à execução de fundações com estacas do tipo Franki que poderão provocar altos níveis de vibração no

terreno e induzir a danos ou falhas inesperadas em edifícios de alvenaria.

Segundo Maeck (2003) a detecção de danos ou falhas na estrutura pode ser visual ou localizada. Para identificá-los necessitam de métodos experimentais como *ensaio acústico* ou *ultrassom*, *radiografia*, *campomagnético* e outros. Ele ressalva que para empregar os métodos experimentais é importante conhecer a localização do dano, e que parte da estrutura seja acessível.

O autor citado, por outro lado, afirma que se o dano estrutural é pequeno ou está no interior do sistema, torna-se difícil de ser detectado. Neste caso, o ensaio não destrutivo mais adequado para monitoramento é o de *vibração*. Maeck (2003) ainda enfatiza que a detecção de danos ou falhas baseadas nas características dinâmicas ou resposta das estruturas é um assunto que tem recebido considerável atenção na literatura. Por sua vez, Ramos e outros (2007) acrescenta que em relação às construções em alvenaria existem poucas referências na literatura sobre identificação de danos através do monitoramento de vibração.

Os métodos de identificação de danos, salienta Maeck (2003), podem ser classificados como técnicas global ou local. Dentro dos métodos globais é feita uma distinção entre as técnicas lineares e não lineares. Na maioria das vezes é considerado que o sistema continue a comportar-se de maneira elástica-linear no estado danificado.

A maior parte da literatura assume um comportamento linear das propriedades dos materiais, ou seja, que não estão relacionados com a amplitude da oscilação. As mudanças nas características modais são resultado de alterações na geometria, condições de contorno ou propriedades dos materiais da estrutura, mas a resposta estrutural ainda pode ser modelada usando uma equação linear de movimento.

Maeck (2003) define dano não linear fazendo uma comparação quando a estrutura inicialmente é elástica-linear, e após o surgimento do dano comporta-se como não linear. Um exemplo de dano não linear ocorre quando uma viga, mostrada na Figura 10, está submetida ao ambiente vibratório, surge a fissura, posteriormente ela abre e fecha.

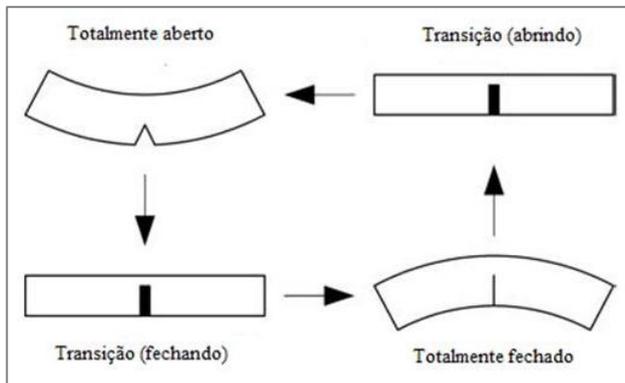


Figura 10 - Comportamento não linear de viga com uma fissura central
 Fonte:Maeck (2003)

A abordagem anterior foi sobre a classificação dos métodos de identificação de dano que podem ser global e local, porém, Ramos (2007) afirma que Rytter (1993) foi o primeiro a apresentar quatro níveis de avaliação de danos:

- Detecção (Nível 1): verificação se os danos estão presentes na estrutura;
- Localização (Nível 2): determinação da localização geométrica dos danos;
- Avaliação (Nível 3): quantificação da gravidade dos danos; e,
- Previsão (Nível 4): previsão da vida útil restante da estrutura.

Para Maeck (2003) a detecção e a avaliação de dano baseadas na vibração têm se desenvolvido graças à evolução da transformada rápida de Fourier (FFT) e a avanços tecnológicos na área de informática. A existência de hardware e software para fazer monitoramento contínuo da vibração permite verificar o comportamento da estrutura ao longo do tempo.

Essa verificação pode ser dividida em duas etapas: a primeira pode ser realizada com número limitado de sensores (acelerômetros), fazendo-se ajuste, calibrando os sensores e observando os pontos críticos, a segunda com maior quantidade de sensores será um exame mais detalhado, especialmente dos pontos destacados como críticos na primeira etapa. Na Figura 11 estão indicados o conjunto de instrumentos utilizados

noensaio de vibração realizado no edifício em Recife, objeto desta pesquisa.

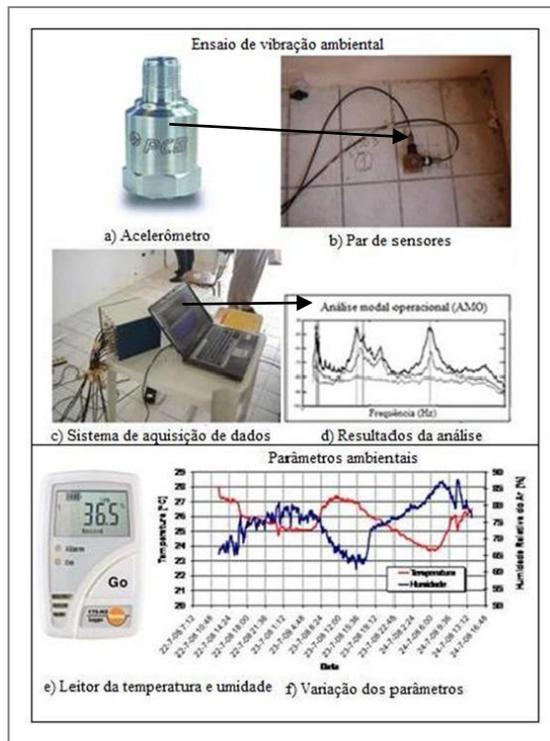


Figura 11 – Conjunto de instrumentos utilizados no ensaio de vibração

Pode-se ver na Figura 11a o acelerômetro que é um instrumento para medir a aceleração, na 11b um par de sensores formados por acelerômetros posicionados no piso do edifício, em 11c o sistema de aquisição de dados mais o computador portátil com software que deve estar incluso a transformada rápida de Fourier (FFT) para gerar análise modal operacional (AMO), vista na Figura 11d.

Análise modal operacional (AMO) é o processo de determinação das características dinâmicas inerentes a um sistema em termos de frequências naturais, fatores de amortecimento e deformadas modais, utilizadas para formular um modelo matemático para o comportamento dinâmico.

Em seguida, na Figuras 11e pode-se ver o instrumento para leitura da temperatura e umidade, e na Figura 11f os resultados das medições das variações dos parâmetros ambientais realizados no edifício em Recife.

Para Binda e outros (2000) os ensaios dinâmicos *in situ* podem ser considerados como um procedimento não destrutivo para analisar a estrutura. Segundo os autores, o principal objetivo dos testes é verificar o comportamento e a integridade do edifício quando submetido à vibração. Ainda ressaltam que os testes são muito importantes para descobrir eventuais anomalias na fase de diagnóstico e calibrar modelos analíticos com medidas experimentais.

Com isso torna-se possível verificar a eficiência dos métodos computacionais empregados na análise e controle da estrutura. Os autores comentam que a utilização de modelo numérico eficaz permite conferir e prever o comportamento da estrutura proveniente das ações dinâmicas, como exemplo, o vento e abalo sísmico.

Um exemplo de trabalho que utilizou vibração dinâmica em alvenaria foi desenvolvido por Gentile e Saisi (2006). Nesta pesquisa, que tem algumas similaridades com a parte de vibração desenvolvida no edifício em Recife, os autores realizaram teste vibração *in situ* na torre do sino, mostrado na Figura 12, localizada próximo à Catedral de Monza em Milão na Itália.

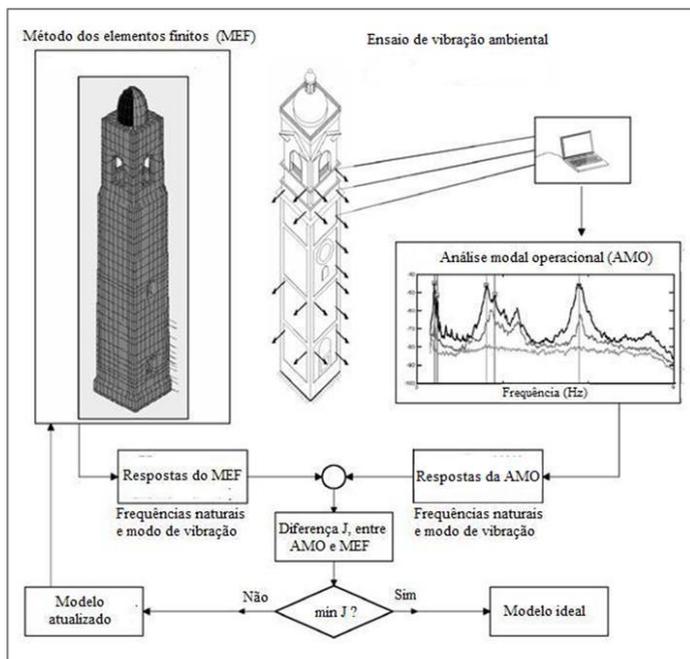


Figura 12 – Técnica de investigação dinâmica na torre do sino
Fonte: Gentile e Saisi (2006)

Segundo Gentile e Saisi (2006) a torre que remonta ao século XVII foi construída em tijolo maciço com aproximadamente 70 m de altura. Na inspeção realizada foram observadas fissuras e rachaduras nas paredes estruturais, especialmente nos lados oeste e leste. Os danos nas paredes estavam localizados entre o nível do térreo e a altura de 23 m.

O processo de investigação incluiu duas etapas, na primeira foram empregados quatro acelerômetros para avaliar as frequências naturais da torre e um modelo estrutural foi desenvolvido, com base nos resultados dos ensaios de materiais. Na segunda fase foram realizadas medições da resposta dinâmica em vinte pontos diferentes da torre, com a excitação proveniente do ambiente (vento) e do sino da torre.

A metodologia da pesquisa apresentada na Figura 10 mostra que foram realizadas medições na torre através de acelerômetro e armazenados os dados no computador portátil. Em seguida obteve-se por intermédio da análise modal operacional (AMO) as frequências e modo de vibração. A

etapa seguinte consistiu em fazer uma análise utilizando o método dos elementos finitos (MEF) para obter também as frequências e modo de vibração. Finalmente foram comparados os dois parâmetros entre AMO e MEF, caso seja mínima a diferença entre si, então considera um modelo ideal, caso o contrário o modelo é atualizado.

Ao concluir o trabalho Gentile e Saisi (2006) afirmaram que o ensaio de vibração revelou-se um meio eficaz para identificação das propriedades dinâmicas da torre, embora em alguns pontos de medição, os ruídos foram superiores ao sinal, dificultando a captação.

A comparação entre os dados experimentais e numéricos em relação ao módulo de elasticidade mostraram consistentes com os resultados obtidos através do ensaio com macacos planos. Ao confrontar os dados de várias partes da torre foi possível encontrar valores mais baixos do módulo de elasticidade em regiões danificadas.

O outro ensaio sugerido pelo Eurocode 8-3 (2005) para investigação em alvenaria é o de *ecoimpacto*. Segundo o Eurocodeo ensaio visa confirmar se as paredes são reforçadas com *grout*.

O método do *ecoimpacto* foi aplicado por Sadri (2003) para diagnosticar e reparar estrutura em alvenaria de pedra. Para ele existe uma demanda crescente pela manutenção e reparação para estrutura em alvenaria ao redor do mundo, devido o desgaste que estas construções sofreram ao longo do tempo.

Segundo o autor há necessidade de um programa de avaliação, manutenção e reabilitação dessas estruturas. Está fase de diagnóstico deverá ser realizada através de ensaio não destrutivo, não invasivo, que tenha custo e tempo eficiente.

O autor ressalta que entre os métodos de ensaio não destrutivo, o *eco-impacto* descrito por Sansalone e Streett (1997) é adequado para avaliar a integridade de estruturas em alvenaria de pedra e pode fornecer informações sobre as condições de ligação interna e espessura dos elementos estruturais. Além disso, poderá indicar a presença de vazios e descontinuidades na estrutura.

Ele salienta que, de modo geral, o ensaio de *ecoimpacto* é composto de uma fonte de impacto, um transdutor e um analisador de forma de onda

que é usado para capturar a saída temporária do transdutor. O analisador, além de armazenar as ondas digitais, executa os sinais de análise que serão apresentados em forma de ondas e espectro. Na Figura 13 pode-se ver o diagrama simplificado do método de ecoimpacto.

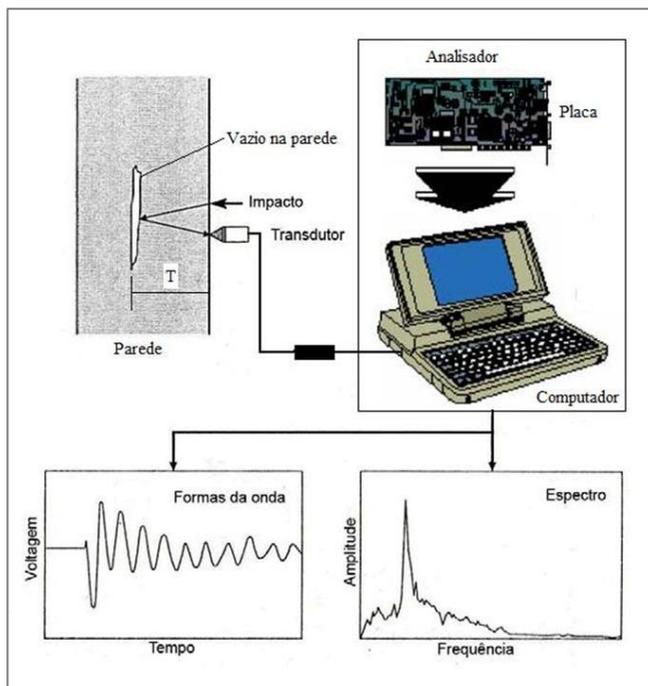


Figura 13 – Diagrama simplificado do método de ecoimpacto

Fonte: Figura adaptada de Sansalone e Streett (1997),
Tong e outros (2006)

Sadri (2003) afirma que o ensaio de *ecoimpacto* foi utilizado para caracterizar a condição de parede apoiada por contraforte e a técnica para obtenção das informações foi baseada na simples concepção: um impacto mecânico de curta duração produzido contra o objeto pode gerar ondas de tensão que se propagam na estrutura e são refletidas através de falhas internas ou contornos do elemento, conforme pode ser visto na Figura 13.

A onda de tensão monitorada nesta técnica é denominada de onda P, produzida pelo impacto. Ela sofre reflexões múltiplas entre a superfície

de teste e a interface refletida. Cada tempo que a onda chega à superfície de teste causa um deslocamento característico. Assim, a forma da onda tem um padrão de viagem de ida e volta da onda P.

O autor faz uma ressalva de que caso o transdutor esteja perto do ponto de impacto, a distância de viagem de ida e volta é $2T$. Ele afirma que o intervalo de tempo entre a chegada sucessiva da múltipla onda P refletida é a distância de viagem dividida pela velocidade da onda, é o cálculo da variação do tempo, visto na equação 1:

$$\Delta t = \frac{2T}{V_{PP}} \quad (1)$$

Onde:

Δt é a variação do tempo de viagem da onda P;

T é profundidade da interface refletida;

V_{PP} é a velocidade da onda P.

A chegada periódicas de ondas P, segundo o autor, na superfície pode ser expressa em frequência através da equação 2:

$$t = \frac{1}{f_p} \quad (2)$$

Onde:

t é o tempo;

f_p é a frequência.

Um aspecto salientado por Sadri (2003) é de que os sinais refletidos são facilmente identificados no domínio da frequência. A energia recebida e registrada no domínio do tempo pode ser convertida para o domínio da frequência empregando-se a transformada rápida de Fourier (FFT). Através desta condição a equação 1 pode se escrita da seguinte maneira:

$$T = \vartheta \frac{V_{PP}}{2f_p} \quad (3)$$

Onde:

ϑ é o fator de forma determinado pela geometria da peça, para uma seção quadrada o valor é igual a 0,87.

Após o término do trabalho nas paredes de alvenaria em pedra, o autor concluiu que o método de *ecoimpacto* pode ser usado como ferramenta par avaliar a integridade e vazios das estruturas. Ele ainda comenta que

o método pode ser utilizado no procedimento de injeção de *grout* nas paredes.

Apesar do parecer favorável sobre a utilização do método do *ecoimpacto* por Sadri (2003), outro estudo realizado por Mccann e Ford (2001) ressalvam que a utilização do *ecoimpacto* não é muito simples na prática.

Os argumentos de Mccann e Ford (2001) fundamentam-se nos resultados de uma investigação no laboratório da Universidade de Edinburgo. Eles salientam que os resultados experimentais indicaram ambiguidade em relação ao método dos elementos finitos. Essa ambiguidade é devido a possíveis razões, como:

- Dispersão tridimensional do sinal de ondas devido à presença de agregado no concreto;
- Possível redução na frequência do sinal do *ecoimpacto* devido à desintegração da superfície do concreto, resultando maior tempo de contato e, portanto baixa frequência; e,
- Possível falta de sensibilidade do transdutor.

Outro ensaio não destrutivo prescrito pelo Eurocode 8-3 (2005) é o de *radiografia*, que tem como finalidade verificar a existência de reforço em aço na parede de alvenaria. Para aplicação desse método existem, segundo Baker e outros (2006), um número avançados de técnicas de medição que inclui Raios X e Gamas, Radiografia de Nêutrons e Ressonância Nuclear Magnética.

O enfoque dado nesta seção será em relação aos raios X e gama. A técnica está baseada na variação da atenuação da radiação eletromagnética (raios X ou gama), causada pela presença de discontinuidades durante a passagem da radiação pelo elemento estrutural, sendo a imagem registrada em um filme radiográfico ou visualizada em uma tela fluorescente, como uma tela da televisão, ou detectada e monitorada por via eletrônico através do equipamento.

Os raios X e gama, assim como a luz, são formas de radiação eletromagnética de natureza ondulatória, isto é, propagam-se em forma de ondas. Possuem alta frequência e, portanto, pequeno comprimento de onda. Merece destaque o fato dos raios poderem atravessar corpos

opacos, como metais e concreto, enquanto a luz visível atravessa apenas materiais translúcidos, como exemplo o vidro transparente e a água limpa.

A realização do ensaio com raios X ou gama necessita de uma fonte de radiação, que pode ser natural ou artificial, de um objeto (peça ou elemento estrutural) e um meio de registro, no caso o filme radiográfico.

A emissão de raios pela fonte faz com que a quantidade de radiação atravesse a peça e seja variável, dependente da espessura e densidade do material naquele ponto. Para Mccann e Ford (2001) esta radiação, entendendo como raios X e gama, é capaz de detectar qualquer característica em uma peça ou elemento estrutural, desde que existam suficientes diferenças na espessura ou densidade dentro do corpo de prova.

Os autores citados ainda afirmam que grandes diferenças são mais facilmente detectadas do que as pequenas diferenças. Eles também salientam sobre os principais defeitos que podem ser distinguidos: são porosidade, vazios e inclusões onde a densidade difere daquela do material básico.

Essa variação de radiação que atravessa a peça é captada e registrada em filme radiográfico que, após a revelação, mostra uma imagem da peça com regiões claras, referentes às maiores espessuras, e escuras, referentes às menores espessuras.

A radiografia foi um dos primeiros métodos de ensaio não destrutivo introduzido na indústria para a detecção de descontinuidades internas. O seu campo de aplicação é bastante grande, segundo Mccann e Ford (2001), inclui o ensaio em soldas, fundidos, forjados e muitos casos na área industrial.

Porém, na sua aplicação deve-se tomar cuidado, pois caso existam descontinuidades bidimensionais, tais como trincas, elas poderão não ser detectadas se estiverem orientadas a um determinado ângulo em relação ao eixo do feixe de radiação.

Outro aspecto que vale lembrar, a utilização de qualquer espécie de fonte emissora de radiação requer o cumprimento da legislação pertinente à proteção radiológica, o que implica em aumento de custo.

Para finalizar este assunto, Mccann e Ford (2001) enfatizam que a radiografia tem seu lugar de destaque nos laboratórios e que torna-se difícil empregá-la em grande estruturas, como pontes, por exemplo. Contudo eles mencionam que existem novos END para concreto que são mais seguros que o de radiografia. Eles citam como exemplo as técnicas de radar que ainda estão em fase de desenvolvimento e podem ser mais eficazes para investigar a umidade no concreto. No entanto, deve ser entendido que o radar não consegue penetrar em metais.

Uma pesquisa com radar para alvenaria foi desenvolvida por Binda e outros (1998). Neste trabalho os autores tiveram como objetivo produzir diretrizes técnicas para o processo de aquisição e interpretação de dados utilizando o radar. A aplicação da técnica foi empregada para detectar inclusões, vazios e outros defeitos, como, verificar a existência de umidade e testar a sua eficácia na reparação das paredes em alvenaria de pedra.

O radar é um sistema de detecção de objeto que utiliza ondas eletromagnéticas para identificar o intervalo, a altitude, a direção e velocidade. Basicamente o sistema é composto principalmente pelos elementos mostrados na Figura 14.

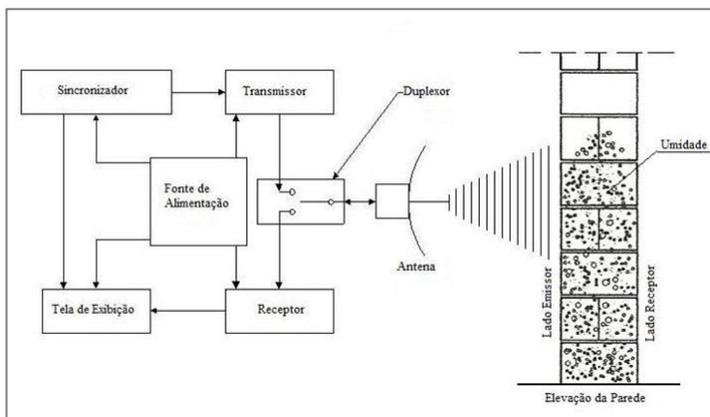


Figura 14 – Esquema simplificado do ensaio de radar
Fonte: Figura adaptada de Binda e outros (1998)

Vale destacar na Figura 14, o transmissor que fornece radiofrequência para a antena em forma de pulsos eletromagnéticos modulados de alta potência. O duplexor é um dispositivo que estabelece a ligação da

antena ao circuito emissor durante a emissão e conecta a antenna ao circuito receptor logo depois da emissão, enquanto o receptor detecta e amplifica os ecos produzidos quando as ondas refletem no alvo. Geralmente a antenna de transmissão e recepção é a mesma, principalmente nos radares pulsados.

O receptor ainda separa o sinal de rádio de outros sinais captados por esta antenna e amplia a um nível adequado para posterior processamento e, finalmente, converte através de decodificador o sinal em uma forma utilizável, tais como som, imagens, dados digitais, os valores de medição etc.

Para realizar o ensaio de radar, Binda e outros (1998) mencionam que a primeira etapa consiste em calibrar o equipamento, que deverá ser posicionado em um dos lados da parede. Em seguida, verificar se o sinal emitido é suficientemente poderoso para detectar o outro lado através da velocidade da onda. Esta etapa de calibração permite estabelecer relação entre as escalas temporais e espaciais, por exemplo, para localizar anomalias, como vazios ou camadas profundas de alvenaria espessa.

Os autores afirmam que alguns tipos de equipamentos oferecem diretamente essa transformação através da criação de um valor da constante dielétrica para a alvenaria. O valor é uma média das características de todos os materiais atravessados pela onda. Eles ainda salientam que a escolha da frequência da antenna deve ser feita com base nos dados locais. Durante o teste é importante controlar as potencialidades do radar em relação à frequência utilizada.

Ao final do trabalho, Binda e outros (1998) informaram que devido à complexidade da geometria da alvenaria, construída no século XIV, produziu múltiplos ecos no radar, ocorrendo dificuldade na interpretação dos dados. Além disso, advertem os autores, a grande espessura da parede e o teor de umidade não permitiram facilmente a propagação das ondas.

Contudo, eles afirmam que o uso de radar para obtenção das características e qualidade da alvenaria promete ser uma técnica poderosa. Por outro lado, consideram que a maior dificuldade na utilização do radar está na interpretação dos resultados e sugerem outros testes em alvenaria com o equipamento.

Através do ensaio de *radar* apresentado nos parágrafos anteriores é possível conhecer algumas características internas da alvenaria, como as descontinuidades e verificar a existência de umidade. Porém, existe método simples e econômico para avaliar a resistência superficial das paredes exteriores da alvenaria recomendado pelo Eurocode 8-3 (2005). Este método é o de rebote usando *martelo Schmidt* ou ensaio de *esclerômetro* como é denominado no Brasil e em Portugal.

O *esclerômetro* é um aparelho, mostrado na Figura 15, que permite estimar *in situ* a resistência à compressão de elementos do concreto de maneira rápida e não destrutiva. Por se tratar de um ensaio de resistência superficial, os valores obtidos são apenas representativos. No entanto, o ensaio é útil para avaliar a homogeneidade do concreto, verificar se existe um determinado nível mínimo de resistência e decidir sobre a necessidade de fazer ensaios mais completos.



Figura 15 – Esclerômetro Schmidt

Fonte: Google Imagem

As diretrizes para realização do ensaio no Brasil são estabelecidas pela NBR 7584 (1995). Naturalmente existem outras normas muito citadas nos artigos direcionadas à estrutura de concreto, como exemplos a BS

1881-202 (1986) e ASTM C805-02 (2002), que não serão comentadas. Um resumo de alguns itens recomendados pelas normas brasileiras está indicado na Tabela 2.

Tabela 2 – Prescrições segundo a norma
NBR 7584 (1995)

Elementos estruturais	Pilar, viga, parede, cortina
Superfície	Seca, limpa, plana
Área de ensaio	90mm × 90mm 200mm × 200mm
Distância entre pontos	Maior que 30mm
Número de medições	9 a 16
Distância entre ponto de medição e cantos e arestas da peça	Maior que 50mm

A metodologia do ensaio, de acordo com a NBR 7584 (1995), consiste primeiramente em ter uma superfície seca, plana e isenta de sujeira. Em seguida efetua-se o polimento na superfície com uma pedra de carborundo deixando-a sem nicho, ver Figura 13. Depois risca-se a área de ensaio em forma de reticulado que pode ser 90 mm x 90mm ou 200 mm x 200 mm. Nos pontos de interseção posiciona o esclerômetro perpendicular à superfície a ser ensaiada, empurrando o corpo do aparelho contra esta de forma contínua até o martelo libertar-se, ocasionando o choque e a conseqüente reflexão. O “índice esclerométrico” lido é depois relacionado com o ábaco colocado na parte lateral do esclerômetro, estimando-se a resistência à compressão do material ensaiado.

Como exemplo de aplicabilidade deste ensaio em alvenaria, vale citar o trabalho de Binda e Saisi (1990) que o utilizaram para detectar a qualidade de recuperação da junta de argamassa em alvenaria histórica. A conclusão que autores chegaram foi de que o equipamento criado para ser usado em argamassa de cimento pode ter energia muito alta para uma argamassa de cal. Infelizmente, eles salientam, torna-se impossível uma correlação entre argamassas nova e histórica para calibrar o equipamento.

Os métodos de investigação já apresentados foram de características não destrutivas, porém existe outro que pode ser semidestrutivo, como é o caso do ensaio com *macaco plano*. Lembrando que este ensaio é prescrito pelo Eurocode 8-3 (2005) e tem como finalidade medir a

resistência à compressão, a deformação e a resistência a flexão fora do plano da parede da alvenaria. A seguir serão mostrados vários trabalhos e as técnicas empregadas na utilização deste equipamento.

Segundo Noland e outros (1991) o teste com *macaco plano* já era bem empregado no campo das rochas mecânicas para determinar as tensões e deformabilidade do material na estrutura de pedra de túneis e minas.

Os autores ressaltam que o teste com macaco plano foi modificado e adaptado para ser utilizado inicialmente na alvenaria de pedra pelo italiano Rossi e outros (1982, 1983, 1985, 1987). Rossi citado pelos autores desenvolveu especificações iniciais para o tamanho ideal, calibração do equipamento e o procedimento para colocação e a obtenção de dados na alvenaria. Noland e outros (1991) salientam que ele e outros pesquisadores, também desenvolveram trabalho experimental para avaliação da alvenaria.

Os autores citados comentam que a normalização para utilização de testes com macacos planos foram desenvolvidos na Europa pela RILEM cuja denominação é LUM.D.2 (1990) e LUM.D.3 (1990). Nos Estados Unidos, os procedimentos para os dois métodos com macacos planos foram elaborados pela ASTM 1196 C (2004) e 1197 C (2004), conforme Gregorczyk e Lourenço (2000).

A norma ASTM C 1196 (2004) descreve o macaco plano como um envelope fino e análogo a uma ampola com uma entrada e saída de óleo quando pressurizado. O macaco plano pode ser encontrado em diversas configurações e suas características e dimensões dependem do tipo função e local que será empregado. Entre outras dependências, por exemplo, estão a propriedade do material e a técnica de preparação do corte na alvenaria.

Vale lembrar que a principal finalidade do uso de macacos planos na alvenaria é determinar as tensões instaladas nas paredes, bem como o módulo de elasticidade e a deformação. Na Figura 16 são mostrados macacos planos retangulares que têm as seguintes dimensões: 400 mm de comprimento, 100 mm de largura e 3 mm de espessura. Além disso, são vistos na Figura 16, peças e equipamentos que fazem parte dos ensaios, como a bomba para injetar óleo e pressurizar o macaco plano na parede.



Figura 16 – Equipamentos que fazem parte do ensaio com macacos

Fonte: Google Imagem

Autores como Gregorczyk e Lourenço (2000) comentam que o teste com macaco plano é uma versátil e poderosa técnica que fornece significativa informação das construções históricas. Para os autores a preservação da herança cultural é considerada de fundamental importância na vida da sociedade moderna. Os autores ainda salientam que a análise destas construções antigas apresenta um desafio por causa da complexidade de suas geometrias, das variedades dos materiais, as diferentes técnicas de construção, a ausência de conhecimento de perigo em relação às ações.

Continuando neste mesmo raciocínio, os autores ressaltam que os engenheiros envolvidos na análise estrutural de edifícios históricos necessitam de informação sobre a tensão de compressão, as propriedades de deformabilidade dos materiais e a carga aplicada na alvenaria. Eles ainda informam que este conhecimento é necessário para entender a evolução recente das condições da estrutura e poderá servir para controle da tensão durante as operações de reparo.

Para obter as informações sobre as paredes de edifícios em alvenaria, as normas ASTM C 1196 (2004) e C 1197 (2004), prescrevem ensaios simples e duplos com macacos planos. Para o primeiro, emprega-se apenas um macaco plano e tem como finalidade a obtenção da tensão, enquanto no segundo utilizam-se dois macacos planos para obter a deformação. O ensaio simples engloba três etapas importantes, definidas a seguir e mostradas na Figura 17.

1. Medição da distância inicial entre as pastilhas de fixação do comparador de deformações ou LVDTs, antes da remoção da argamassa, mostrado na Figura 17b;
2. Rasgo horizontal na junta da argamassa e novamente medição da distância entre pastilhas de fixação do comparador de deformações ou LVDTs, visto na Figura 17c; e,
3. Finalmente, a introdução e pressurização do macaco até atingir o ponto de equilíbrio da distância inicial, conforme pode ser observado na Figura 17d. Em seguida são efetuadas leituras no comparador de deformações ou obtidas através dos LVDTs.

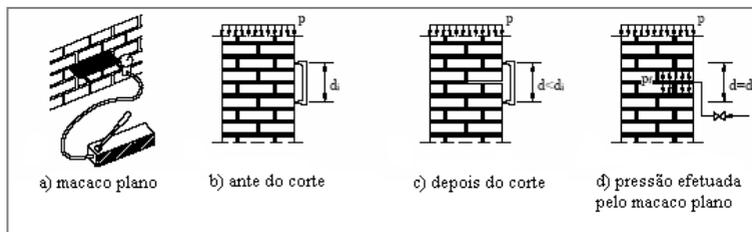


Figura 17 – Etapas do ensaio simples em paredes com macaco plano

Fonte: Gregorczyk e Lourenço (2000)

Após a pressurização da bomba e de fazer com que a parede chegue à distância inicial (d) antes da ranhura, é anotada a pressão mostrada no manômetro, em seguida calculada a tensão na parede (σ) através da equação 4:

$$\sigma_{alv} = K_m \cdot K_a \cdot p_b \quad (4)$$

Onde: K_m é o factor de calibração do macaco-plano, K_a é a razão entre a área do macacoplano e a área média da ranhura e p_b é a pressão medida no manômetro do sistema hidráulico.

Vale destacar que o teste direto com macaco plano *insitu* requer somente a remoção de parte de argamassa na junta horizontal, conforme se pode notar na Figura 17c. Isto pode ser considerado como um teste não destrutivo porque o perigo é temporário sendo facilmente recomposto o pedaço de argamassa após a conclusão do teste.

No ensaio duplo conforme já citado, empregam-se dois macacos planos. Por isso, são necessários dois rasgos horizontais paralelos e alinhados na parede para a introdução dos macacos planos, como demonstrado na Figura 18. O procedimento das etapas é similar ao do ensaio simples. Ainda vale ressaltar que neste ensaio será determinada a característica relacionada com o comportamento mecânico do material situado entre os macacos planos – semelhantemente a um corpo de prova.

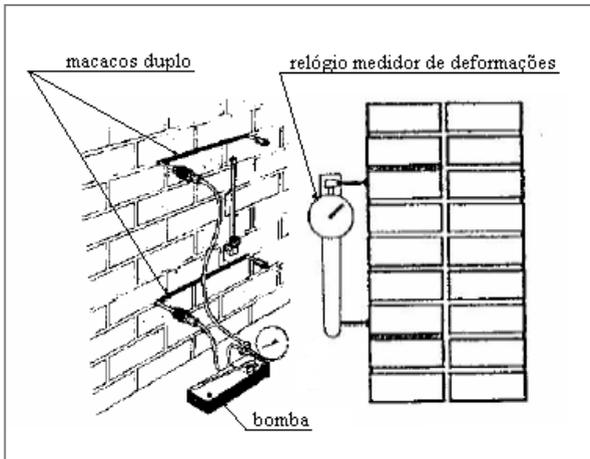


Figura 18 – Detalhe do ensaio duplo com macacos planos

Fonte: Figura adaptada de Roque e Lourenço (2003)

O teste com macaco plano, segundo Gregorczyk e Lourenço (2000), baseia-se na hipótese de que o estado de tensão local é de compressão uniforme; a alvenaria apresenta homogeneidade à volta do rasgo; a deformação da alvenaria é simétrica em relação ao rasgo e a tensão aplicada pelos macacos planos na alvenaria é uniforme. E, finalmente, a alvenaria deve estar em regime elástico antes do ensaio, isto é, os valores de tensão estimados devem, quando comparados com os da resistência à compressão, assegurar que a alvenaria está em regime elástico, possível de confirmar por observação da curva de tensão-

deformação registrada.

Alguns cuidados importantes relacionadas com este tipo de ensaio são mencionados pelas normas RILEMLUM.D.2 (1990) e LUM.D.3 (1990), ASTM C 1196 (2004) e C 1197 (2004). Estas normas recomendam colocar pontos de referência simetricamente na parte superior e inferior do rasgo, antes de iniciar o ensaio. A norma ASTM orienta a colocação de pelos menos quatro pares de pontos igualmente espaçados e a RILEM recomenda pelo menos três pares, colocados no comprimento médio do macaco plano. Para o teste de deformação, ambos os padrões requerem que os pontos de referência sejam colocados simetricamente e imediatamente acima e abaixo dos rasgos.

Um outro cuidado diz respeito ao procedimento para obtenção da tensão *insitu* com macacos planos. ASTM recomenda o valor do incremento da pressão ser igual a 25% da pressão máxima estimada do macaco plano, enquanto que o padrão da RILEM recomenda o incremento pequeno sem especificar seu valor. Gregorczyk e Lourenço (2000) citando Ronca e outros, recomendam incrementos do 70 a 140 kPa. A pressão em que as distâncias originais são restauradas é a base para o cálculo da resistência à compressão da alvenaria.

As normas citadas também fazem recomendações para a calibração desses equipamentos. Os macacos planos são projetados para ter uma pressão da saída - a aplicada na alvenaria - linear e dependente da pressão hidráulica interna. Geralmente para os macacos planos novos o coeficiente do fator de conversão (k_m) é fornecido pelo fabricante. Porém, a utilização deste equipamento ao longo do tempo poderá apresentar deformação excessiva prejudicando a leitura dos dados. Alguns fabricantes orientam que sejam calibrados os macacos planos a cada 5 ou 10 testes.

Os ensaios de macacos planos simples e duplos apresentam uma série de vantagens por ser considerado ensaio não destrutivo, embora tenha que remover um pouco de argamassa na junta, mas depois da realização do ensaio a argamassa poderá ser recomposta. No entanto, autor como Pagaimo (2004) salienta que existem condicionantes no emprego desses equipamentos. Por exemplo, se após o corte a medição da distância entre pastilhas de fixação do demec-gauge ou LVDTs não é feita com exatidão, poderão ocorrer dificuldade na interpretação dos resultados; confiabilidade do ensaio fica comprometida quando as cargas são

muitas baixas; apoio insuficiente na parte superior da parede pode inviabilizar a reação adequada à pressão introduzida pelo macaco plano; a confiabilidade da interpretação dos resultados em situações do material muito fraco e pouco homogêneo e as tensões estimadas podem não ser representativas das tensões efetivas instaladas na alvenaria devido a uma distribuição assimétrica de tensões, uma vez que este tipo de parede é altamente hiperestática, permitindo que se estabeleçam caminhos preferenciais de carga, com conseqüente concentração de tensões, em detrimento de outras zonas, onde as tensões são aliviadas.

Nesta seção foram apresentados alguns métodos e técnicas empregadas para investigar estrutura em alvenaria. Estes ensaios são muito utilizados em várias partes do mundo, especialmente na Europa devido aos abalos sísmicos e a existência de prédios históricos que necessitam de conservação. No Brasil seu emprego ainda é incipiente e na literatura brasileira não foram encontrados trabalhos para alvenaria estrutural utilizando essas ferramentas, que podem ser vistas de maneira resumida na Tabela 3.

Tabela 3 – Métodos de investigação em alvenaria

Método	Parâmetro de avaliação	Vantagem	Desvantagem	Custo
Visual	Condição da superfície	Rápido com pouca habilidade	Superficial	Baixo
Sônico	Velocidade de ondas; tomográficos das seções transversais	Moderadamente lento, fornece informações úteis sobre os principais elementos	Requer habilidade para interpretar os dados	Moderado para alto
Ultrassom	Velocidade de ondas através da estrutura	Mais ou menos rápido	Só funciona em bloco individual da alvenaria	Moderado
Emissão acústica	Velocidade de ondas	Rápido, detecta o dano quando o fenómeno está ocorrendo	Requer habilidade para interpretar os dados	Moderado para alto
Vibração	Modo de vibração e / ou sinal	Mais ou menos rápido, dá medida indireta da condição atual	Dificuldade de quantificar dados	Alto
Ecoimpacto	Modo de vibração e / ou sinal	Rápido, dá medida indireta da condição atual	Dificuldade de quantificar dados	Moderado
Radiografia	Raios X e gama	Rápido, capaz de detectar qualquer irregularidade	Deve-se tomar cuidado com radiação e requer habilidade	Alto
Radar	Velocidade de onda eletromagnética	Rápido, pode dar uma boa penetração e imagem interna da parede	Requer a habilidade para compreender os dados	Moderado para alto
Esclerómetro	Impacto do martelo	Rápido com pouca habilidade	Superficial, não é muito usado em alvenaria	Baixo
Macaco plano	Pressão na parede	Moderadamente lento, fornece informações úteis das tensões e deformações nas paredes	Semidestrutivo, não adequado para materiais muito frágeis	Moderado para alto

2.3 – Considerações das normas sobre alvenaria à compressão

2.3.1 – Segurança estrutural

Diz-se que uma estrutura é segura quando resiste às distintas ações que venham solicitá-la durante a vida útil, preservando suas características originais. Neste contexto quando o arquiteto ou engenheiro projeta uma estrutura, quatro aspectos são levados em consideração: segurança, economia, conforto e durabilidade.

A segurança estrutural foi uma preocupação já nos primórdios da formação da sociedade, conforme pode ser visto no Código de Hamurabi encontrado por volta de 1700 a.C.:

A responsabilidade profissional: um arquiteto que construir uma casa que se desmorone, causando a morte de seus ocupantes, é condenado a morte. Se uma casa malconstruída causa a morte de um filho do dono da casa, então o filho do construtor será condenado à morte.

Essas concepções de responsabilidade profissional, as pesquisas nas universidades e empresas, contribuíram para o aparecimento de códigos e métodos de cálculo para obtenção da segurança estrutural. Um dos antigos métodos de cálculo adotado foi o da tensão admissível. Nele, segundo Motta e Malite (2002), o calculista verifica que a estrutura é segura sob ações que são fixadas em valores altos, usando uma tensão admissível substancialmente abaixo de um valor limitante.

Os autores afirmam que o método assegura que sob condições extremas de carregamento, que podem ser verificadas facilmente, a estrutura responde elasticamente. Porém eles ressaltam que o método de cálculo em tensões admissíveis dá pouca informação sobre a capacidade real da estrutura. Para diferentes tipos de estruturas, a relação da ação limite baseada em tensões admissíveis para a resistência última é até certo ponto variável. Isto é especialmente verdade para estruturas indeterminadas estaticamente. Para muitas estruturas, por exemplo de concreto armado, a suposição de linearidade entre tensões e deformações, esforços e ações, não é muito realista até mesmo sob níveis de ação de trabalho.

Os mesmos autores informam que no começo do século, os engenheiros perceberam que o método de tensões admissíveis não foi uma ferramenta

de cálculo muito econômica. Isto levou ao desenvolvimento de métodos de cálculo plástico para estruturas de aço no período de 1940 a 1950.

Por outro lado, durante cerca de um século, o critério da segurança baseado no método das tensões admissíveis foi aceito. Durante esse período as pesquisas intensificaram e ocorreram melhoramento relativo nas técnicas de produção dos materiais e um maior conhecimento da mecânica estrutural das cargas aplicadas, resultando na redução e diversificação do coeficiente de segurança.

Além disso, os pesquisadores perceberam a possibilidade de quantificar os juízos e incertezas que são a base dos fatores de segurança, usando as teorias de probabilidade e plasticidade, conforme sustenta Motta e Malite (2002). Estes novos critérios de verificação da segurança com base probabilística surgiram como resultado da nova interpretação da segurança estrutural.

Através destes critérios definiram-se estados limites para que não ocorresse colapso ou outra má função durante a construção, não haver danos sérios à estrutura ou seus componentes, nem provocar qualquer trauma físico ou psicológico para seus ocupantes durante a vida útil da estrutura. Surge a primeira geração de normas de cálculo baseadas na capacidade última e, eventualmente, conhecidas como normas de cálculo em estados limites.

No início da década desessenta, Motta e Malite (2002) citam que havia duas normas de cálculo em estados limites nos Estados Unidos. Em outros países especialmente no leste da Europa, normas semelhantes estavam em uso cerca de 10 a 15 anos antes. Sendo que surgiram mais normas e foram colocadas em uso por volta de 1990 na maioria dos países.

Para os autores, as linhas comuns entre elas estão relacionadas com o modelo teórico para avaliação da capacidade de elementos estruturais, baseado em pesquisas recentes e os fatores que consideram as incertezas das ações variáveis e resistência são determinados por juízo (opinião) e calibração com as normas correspondentes em tensões admissíveis.

2.3.2 – Coeficientes de segurança dos materiais e ações

Segundo Hendry e outros (2004) o objetivo básico do projeto estrutural é garantir que a estrutura venha cumprir a função que se destina ao longo de sua vida sem excessiva deformação, fissuras ou colapso. O engenheiro deverá responder a esse objetivo levando em conta a economia e a durabilidade.

Os autores reconhecem que não é possível projetar as estruturas para atender todas as circunstâncias particulares que possam ocorrer, por exemplo, um acidente improvável que resulte em danos catastróficos, tais como o impacto de uma aeronave de grande porte.

Por outro lado, Hendry e outros (2004) admitem que existem incertezas na estimativa de cargas e a resistência dos materiais de construção é variável. Isto poderá resultar em uma desfavorável combinação de eventos resultando em falhas estruturais. Portanto, na elaboração do projeto, o calculista deve garantir que a probabilidade de falha seja razoavelmente pequena.

Surge a questão sobre o que é uma probabilidade de falha razoavelmente pequena. Para os autores os dados estatísticos provenientes das investigações de acidentes no contexto dos edifícios sugerem uma chance em um milhão de falha.

Eles afirmam que nos últimos anos o projeto estrutural teve como objetivo, indiretamente, fornecer níveis de segurança compatíveis com uma probabilidade de falha. A análise de níveis de segurança no projeto estrutural é recente e tem sido aplicada através do conceito de estado limite.

O estado limite ocorre quando a estrutura deixa de estar em condições de satisfazer total ou parcialmente as funções à qual foi projetada. Quando a estrutura entra no processo de ruína completa tem-se o estado limite último e no momento que surge uma condição de deformação excessiva ou fissuramento tem-se o estado limite de serviço. Hendry e outros (2004) salientam que os princípios gerais do estado limite pode ser resumido na equação 4:

$$R^* - S^* \leq 0 \quad (4)$$

Onde:

$R^* = R_k/\gamma_m$ é a resistência da estrutura; e

$S^* = f(\gamma_f Q_k)$ é o efeito do carregamento (ações ou solicitações) na estrutura.

Os fatores γ_m e γ_f são coeficientes parciais de segurança. R_k e Q_k são valores característicos de resistência e carga, geralmente escolhidos de tal forma que 95% das amostras representadas por R_k irão ultrapassar o valor de 95% e o carregamento aplicado será inferior Q_k . A probabilidade de falha é dada pela expressão 5:

$$P [R^* - S^* \leq 0] = p \quad (5)$$

Caso fosse prescrito o valor de p igual a 10^{-6} é possível calcular os valores dos coeficientes parciais de segurança γ_m e γ_f na equação 5. No entanto, é necessário definir os valores da resistência e carregamento em termos estatísticos, que na prática segundo Hendry e outros (2004) torna-se difícil. Para os autores os valores dos coeficientes parciais de segurança não podem ser calculados de maneira precisa, é necessário que sejam determinados com base na experiência de construção e ensaios laboratoriais.

Dentro do contexto abordado sobre estado limite, dois códigos na área de alvenaria estrutural são destaque no Brasil, o inglês BS 5628 e o europeu Eurocode 6.

Anorma inglesa BS 5628-1 (1992) contém as recomendações práticas de acordo com a política da BSI (British Standards Institutional), baseado em método semiprobabilístico que substituiu o antigo CP-111 (1970), fundamentado no método das tensões admissíveis.

Hendry e outros (2004) informam que durante a elaboração do código baseado no estado limite não tinha dados estatísticos relevantes para as cargas e materiais. O procedimento mais óbvio foi dividir o coeficiente de segurança global, que era 5, empregado no método das tensões admissíveis. No método do estado limite ele foi dividido em coeficientes parciais de segurança relativos a cargas (γ_f) e resistência do material (γ_m).

O emprego do método dos estados limites últimos recomendado pela norma inglesa permite vários graus de risco pela escolha de diferentes coeficientes parciais de segurança. É reconhecido neste código que a alvenaria é construída em padrões diferenciados de execução e variação no material, por conseguinte nos coeficientes deve estar considerado este fato. Os coeficientes parciais de segurança são aplicados na resistência característica da parede para obtenção da resistência de cálculo.

O coeficiente γ_m , por exemplo, leva em consideração a variabilidade na qualidade dos materiais e na possível diferença entre a resistência da alvenaria construída na obra e aquela executada em laboratório com a finalidade de se determinar suas propriedades físicas. A norma BS 5628-1 (1992) define os valores de γ_m de acordo com a qualidade do bloco e a qualidade da execução da obra. A qualidade especial de construção é obtida pela presença permanente de engenheiro de qualidade na obra, testes em todos os materiais e em especial controle de qualidade da argamassa. Os valores recomendados pelo código para γ_m variam entre 2,5 a 3,5.

No caso das ações, o coeficiente γ_f , tem como finalidade corrigir imprecisões nas hipóteses e cálculos, cargas não previstas, redistribuição de tensões não esperadas e as variações na precisão dimensional da edificação. A carga de cálculo deve ser tomada como a soma das cargas características do componente multiplicadas pelo coeficiente parcial de segurança adequado contidos nas tabelas existente no código. Já os valores prescritos pelo código para γ_f variam entre 0,90 e 1,4.

O estado limite mencionado no Eurocode 6-1 (2005) estabelece regras gerais para o projeto de edifícios em alvenaria simples, armada, protendida ou confinada. As unidades são fabricadas com materiais cerâmicos, sílico-calcáreos e concreto com agregados convencionais ou leves, concreto celular autoclavado, pedra artificial ou pedra natural com forma regular. As unidades podem ser assentadas com argamassa de areia natural ou britada.

O código ainda prescreve que as estruturas sejam projetadas e construídas de forma adequada por profissional qualificado. Além disso, deve existir controle de qualidade durante a fabricação das unidades.

Deve supor que a estrutura será utilizada e mantida adequadamente em conformidade com o projeto elaborado.

O Eurocode 6-1 (2005) define os valores dos coeficientes parciais de segurança γ_m a partir do controle de qualidade de fabricação das peças e pelo controle de qualidade de execução da alvenaria, estabelecidas a partir de três categorias que considera a fiscalização exercida no canteiro de obras, o controle de qualidade exercido sobre os materiais antes e durante a execução das alvenarias. Os valores recomendados situam na faixa entre 1,15 a 2,5.

A aplicação do γ_f requer uma distinção entre as ações permanentes e variáveis. A norma europeia sugere coeficientes para várias combinações de ações proposta através de equações. A depender da combinação, os valores dos coeficientes podem variar de 1,0 a 1,5.

A NBR 10837 (2000), que adota o método das tensões admissíveis para cálculo da resistência da alvenaria estrutural, utiliza um coeficiente global de segurança, cujo valor é igual a 5. Além disso, a resistência depende do ensaio de prismas ou de paredes para alvenaria não armada e armada.

2.3.3 – Altura efetiva, espessura efetiva e esbeltez da parede

A altura efetiva (h_{ef}) está relacionada com o grau de restrição imposta pela laje ou viga que dão suporte à parede ou coluna. É determinada utilizando-se a teoria de flambagem de Euler.

Segundo a BS 5628-1 (1992), a altura efetiva de uma parede pode ser adotada como 0,75 vezes a distância livre (h) entre apoios da base e topo, no qual a parede esteja fixada. Quando existir travamento simples no topo e base, por exemplo, entre pavimento e telhado de madeira corretamente fixada à alvenaria, a altura efetiva passa a ser $h_{ef} = h$. No caso da Eurocode 6-1 (2005) a altura efetiva da parede é dada pela expressão 6:

$$h_{ef} = \rho_n h \quad (6)$$

Onde, h é altura livre da parede e ρ_n é um fator de redução, função das condições de restrição dos bordos e da rigidez da parede, com valores que poderão ir de 1,0 a 0,1.

Além da altura efetiva, a norma europeia citada define que a espessura efetiva da parede (t_{ef}), é considerado igual à espessura total da parede, no caso dela ser simples. No caso de paredes duplas aplica-se a equação 7:

$$t_{ef} = \sqrt[3]{k_{tef} \cdot t_1^3 + t_2^3} \quad (7)$$

Sendo t_1 e t_2 as espessuras dos dois panos de parede, e k_{tef} é um coeficiente obtido a partir da relação entre os módulos de elasticidade dos dois panos.

Por sua vez a NBR 10837 (2000) prescreve para a altura efetiva duas condições de vinculação. A primeira quando as paredes são travadas no topo e na base, neste caso $h_{ef} = h$. A segunda condição está relacionada quando o topo estiver livre, nesta situação $h_{ef} = 2h$.

O coeficiente ou taxa de esbeltez da parede, visto na equação 8, é estabelecido pela relação entre a sua altura e espessura efetivas. As normas fixam valores limites para estas taxas e fornecem recomendações para o enrijecimento das peças, a fim de que a estabilidade não seja afetada.

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \quad (8)$$

Tanto a BS 5628-1 (1992) como Eurocode 6-1 (2005) recomendam valores limites $\lambda \leq 27$. O código britânico permite que $\lambda \leq 20$ quando a $t_{ef} \leq 90$ mm em edifícios com mais de dois andares. A NBR 10837 (2000) estabelece o limite de $\lambda \leq 20$ para a alvenaria não armada e $\lambda \leq 30$ para alvenaria armada. Em ambos os casos a norma brasileira prescreve $t_{ef} \geq 140$ mm.

Comparando a norma brasileira com a inglesa é possível notar que a BS 5628-1 (1992) permite menores valores para a esbeltez da parede e também blocos com menor espessura que 140 mm. Essas informações

são importantes porque permitem trabalhar com estrutura mais esbelta, especialmente em obras de pequeno porte no Brasil. Isto reduz os custos e contribui na construção de moradia mais econômica para a população de baixa renda.

2.3.4 – Excentricidade

Em regra geral, os projetistas estruturais dimensionam a alvenaria para resistir ao esforço de compressão axial, mas na prática dificilmente se consegue obter um carregamento centrado em um determinado elemento. Ao deslocamento do ponto central do carregamento denomina-se excentricidade e suas causas determinantes podem ser:

- Falta de prumo da parede;
- Diferença no alinhamento vertical entre as paredes de diferentes pavimentos;
- Deformabilidade da laje;
- Deslocamentos transversais nos elementos resistentes etc.

Prevendo a dificuldade de obter um carregamento centrado, a norma inglesa introduziu na equação para obtenção da resistência à compressão na alvenaria, que será comentado no item 2.3.5, um fator de redução (β) presumindo a existência de duas excentricidades: uma que varia no topo da parede e tende à zero na base, denominada de excentricidade de primeira ordem (e_1), a outra chamada de excentricidade adicional decorrente da flexão lateral relacionada com a esbeltez. Alguns pesquisadores também o denominam de excentricidade de segunda ordem (e_2). Na Figura 19 está representada a excentricidade na parede conforme as prescrições da BS 5628-1 (1992).

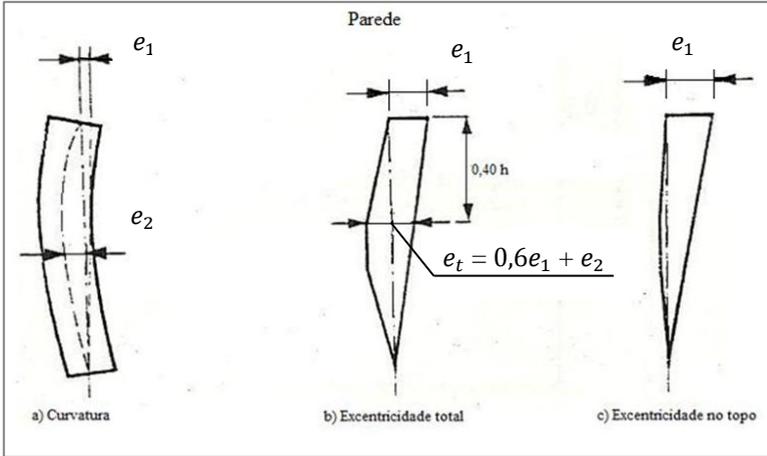


Figura 19 – Excentricidade na parede segundo BS 5628-1 (1992)

A excentricidade total (e_t), mostrada na equação 9, que age em um elemento é a soma de duas excentricidades de naturezas diferentes, a saber: excentricidade de primeira ordem multiplicada por um fator de redução mais excentricidade de segunda ordem.

$$e_t = 0,6e_1 + e_2 \quad (9)$$

A excentricidade de primeira ordem é função do ponto de aplicação das cargas que atuam no elemento estrutural. A excentricidade de segunda ordem decorre da configuração deformada do elemento estrutural que pode ser visto na Figura 20.

A norma inglesa sugere que a excentricidade de primeira ordem, procedente das reações de apoio das lajes sobre as paredes (ou colunas), seja calculada supondo que a carga oriunda dos pavimentos superiores (W_1) seja centrada e que na situação apresentada na Figura 20a a carga da laje (W_2) ocorra a uma distância de $t/3$ da face da parede. Assim como na Figura 20b indica quando a carga da laje (W_3) atua nos dois lados da parede, neste caso a distância passa a ser de $t/6$. Vale lembrar que W_r é igual a soma de W_1 mais W_2 .

Na Figura 20 está representada a configuração de cargas para obtenção da excentricidade de primeira ordem (e_1) no topo da parede. O cálculo e_1 pode ser obtido através das equações 10a ou 10b:

$$e_{1(a)} = \frac{W_2 \left(\frac{t}{6}\right)}{W_r} \quad (10a)$$

$$e_{1(b)} = \frac{(W_3 - W_2) \left(\frac{t}{6}\right)}{W_1 + W_2 + W_3} \quad (10b)$$

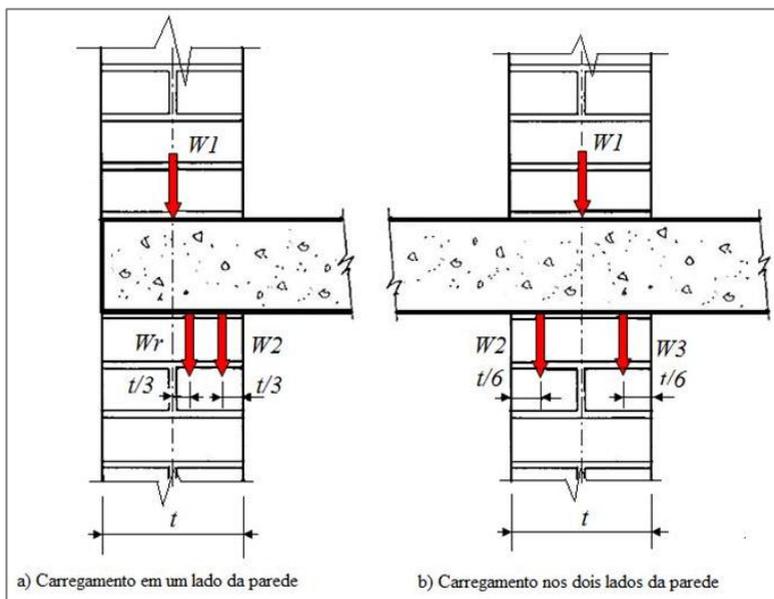


Figura 20 – Excentricidade no topo da parede conforme BS 5628-1(1992)

A excentricidade acidental ou de segunda ordem (e_2), indicada na Figura 19a, inicia com zero no topo e base da parede e tende a um valor ao longo de aproximadamente um quinto da altura da parede. A excentricidade de segunda ordem é obtida de acordo com a equação 11:

$$e_2 = t \left[\left(\frac{1}{2400}\right) \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}}\right)^2 - 0,015 \right] (11)$$

Onde:

e_2 é excentricidade de segunda ordem;

t é a espessura da parede;

he é altura efetiva da parede ou coluna;

te é a espessura efetiva da parede ou coluna.

A determinação de excentricidade final ou excentricidade de cálculo (e_c), como é chamada na BS 5628-1 (1992), que age no elemento estrutural será a que satisfazer a condição:

$$e_c \geq \begin{cases} e_1 = \frac{W_2 \left(\frac{t}{6}\right)}{W_r} \text{ ou } e_1 = \frac{(W_3 - W_2) \left(\frac{t}{6}\right)}{W_1 + W_2 + W_3} \\ e_t = 0,6e_1 + e_2 \end{cases}$$

A partir do que foi discutido anteriormente, a norma inglesa admite duas condições para obtenção do fator de redução (β). Na primeira ela orienta que se a excentricidade de cálculo (e_c) situar entre 0 e $0,05 t$, inclusive, não é necessário considerar o efeito da excentricidade no elemento estrutural, neste caso, o fator de redução irá depender da esbeltez. O valor de β encontra-se na Tabela 7 da norma inglesa e varia entre 0,4 e 1,0.

Caso a excentricidade de cálculo seja maior que $0,05 t$, deve-se admitir que a carga excêntrica vá ser resistida por um bloco retangular com uma tensão constante igual a $1,1 \cdot (f_k/\gamma_m)$, indicada na Figura 21. Resulta que a resistência de cálculo do elemento devido à carga vertical é obtida através da equação 12. Cabe destacar que a norma inglesa, para esta condição, ressalva que a hipótese de cálculo baseia-se para unidade sólida.

$$1,1 \left(1 - \frac{2 e_c}{t}\right) \left(t \frac{f_k}{\gamma_m}\right) \quad (12)$$

Onde:

e_c é o maior valor entre e_1 e e_t , mas não inferior a $0,05 t$;

t é a espessura da parede;

f_k é a resistência característica da alvenaria, mostrada no item 2.3.5;

γ_m é o coeficiente parcial de segurança debatido no item 2.3.2

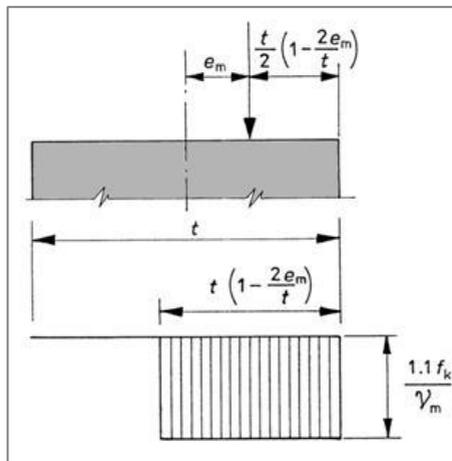


Figura 21 – Bloco de tensão no estado limite, conforme BS 5628-1 (1992)

Ainda a norma inglesa BS 5628-1 (1992), manda comparar a expressão 12, com a equação da resistência à compressão da alvenaria que é igual a $\beta t f_k / \gamma_m$, e será discutida no item 2.3.5, ficando assim:

$$\frac{\beta t f_k}{\gamma_m} = 1,1 \left(1 - \frac{2 e_c}{t} \right) \left(t \frac{f_k}{\gamma_m} \right) \quad (13)$$

A expressão (13) resulta na equação (14), cujos os valores de β podem ser encontrados na Tabela 7 da norma inglesa e foram obtidos a partir da equação 14. Estes valores variam entre 0,30 e 1,0.

$$\beta = 1,1 \left(1 - \frac{2 e_c}{t} \right) \quad (14)$$

Agora analisando a excentricidade na alvenaria pelo código europeu, a linha de raciocínio é similar ao código inglês com algumas diferenças. Para o cálculo da resistência de parede em alvenaria sob ação de cargas verticais, o Eurocode 6-1 (2005) também introduz um fator de redução para a esbeltez e excentricidade (Φ) que pode ser baseado em um bloco retangular de tensão, já demonstrado no estudo realizado para a norma inglesa.

O Eurocode 6-1 (2005) propõe que o método de cálculo da excentricidade seja feito para duas condições, uma supondo a

ocorrência de excentricidade no topo e na base (Φ_i), a outra no meio da parede (Φ_m). Para a obtenção da excentricidade Φ_i a norma europeia recomenda a equação 15:

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t} \quad (15)$$

Onde, e_i é a excentricidade no topo e na base da parede, calculada através da equação 16:

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0,05 t \quad (16)$$

A equação 16 leva em consideração o cálculo do momento fletor (M_{id}) no topo e na base da parede, ver Figura 22 e o procedimento de cálculo no Item 5.2.4; ao carregamento aplicado (N_{id}); a excentricidade provocada por cargas horizontais (e_{he}), o vento, por exemplo; e a excentricidade inicial (e_{init}) que pode ser igual a $h_{ef}/450$ quando h_{ef} é a altura efetiva da parede.

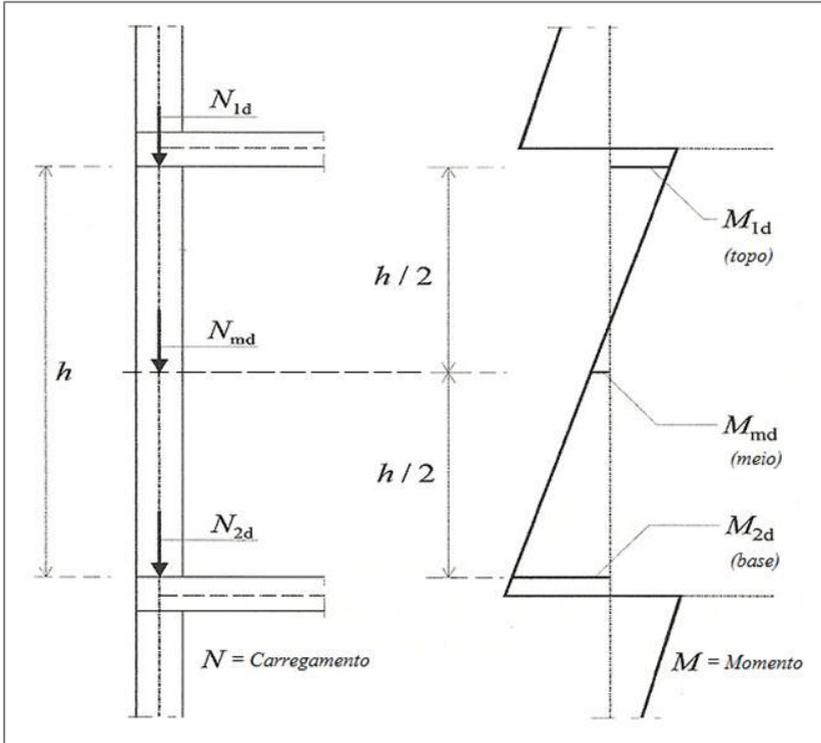


Figura 22 – Momentos para calcular a excentricidade, conforme Eurocode 6-1 (2005)

Para o cálculo da excentricidade no meio da parede (Φ_m), o código europeu recomenda usar o Anexo G mais a equação 17. Além disso, vale informar que no mesmo anexo são apresentados gráficos que permitem obter Φ_m em função da relação e_{mk}/t e do coeficiente de esbeltez da parede (λ), para as situações de $E = 1000 f_k$ e $E = 700 f_k$:

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 t \quad (17)$$

Onde na equação 17, têm-se a excentricidade no meio da parede (e_{mk}); a excentricidade devido ao carregamento (e_m); a excentricidade devido à fluência (e_k), que é calculada conforme a equação 18:

$$e_k = 0,002 \varphi_\infty \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t e_m} \quad (18)$$

Vale destacar na equação 18 que o parâmetro φ_{∞} é chamado de coeficiente de fluência final e será discutido no item 2.4.

Comparando os dois códigos em relação à excentricidade alguns aspectos os diferenciam, no inglês, o cálculo da excentricidade não leva em consideração a influência do momento fletor, à ação do vento e da fluência ao longo do tempo nas paredes da alvenaria. No Eurocode 6-1 (2005) admite-se a existência de um momento fletor no meio do vão da parede que irá influenciar na excentricidade devido ao carregamento. Confrontando estas discussões com a norma brasileira para cálculo da resistência à compressão de parede e pilares, observa-se que esta não considera a existência da excentricidade, porém introduz um redutor de esbeltez que pode ser visto da equação 19.

$$\left[1 - \left(\frac{h}{40t}\right)^3\right] \quad (19)$$

Como sugestão para próxima revisão da NBR 10837 (2000) a introdução de parâmetros como excentricidade e esbeltez calculado de acordo com Eurocode 6-1 (2005).

2.3.5 – Resistência à compressão da alvenaria

Por ser a alvenaria composto de unidade e argamassa, o seu projeto estrutural requer uma compreensão clara do comportamento dos materiais que a compõe. Estes materiais em forma de parede ou painéis estão submetidos ao principal esforço resistente na alvenaria, que são as tensões de compressão, mas eventualmente poderá ter que resistir à flexão, às tensões de tração e cisalhamento proveniente, por exemplo, de ações do vento, abalo sísmico etc. A discussão nesta seção baseia-se na análise da resistência à compressão da alvenaria que é o foco da tese.

Várias teorias para a resistência à compressão da alvenaria foram propostas com base em modelo matemático estabelecido a partir da relação entre a unidade e argamassa. Segundo Hendrye outros (2004), algumas das teorias foram determinadas a partir de ensaios em materiais e foi estabelecido uma relação linear entre a resistência à tração lateral biaxial e a tensão de compressão local.

Mas em ambas as abordagens existem dificuldade em aplicá-las devido a anisotropia da alvenaria, por isso tem sido difícil a sua utilização prática. Além disso, existem outros parâmetros que influenciam na resistência à compressão da alvenaria tais como: espessura das juntas, desvio do prumo, o não preenchimento de juntas, exposição à variação climática após o assentamento etc.

Devido à dificuldade em usar as equações propostas teoricamente para determinação da resistência da alvenaria, Hendry e outros (2004) afirmam que ainda continuam a ser empregadas as relações empíricas entre a unidade, a argamassa e a resistência do conjunto. Os autores ainda reforçam os argumentos dizendo que tal relação está incorporada nos códigos e práticas da BS 5628 e no Eurocode 6.

A norma inglesa BS 5628-1 (1992) define a resistência de cálculo da alvenaria (f_d) como sendo a resistência característica (f_k) multiplicada por um fator de redução da capacidade de resistência (β), dividida pelo coeficiente parcial de segurança apropriado para o material (γ_m), conforme pode ser visto na equação 20.

$$f_d = \frac{\beta \cdot f_k}{\gamma_m} \quad (20)$$

Onde:

f_d é a resistência de cálculo da alvenaria, equivalente em força por unidade de área;

β é o fator de redução da capacidade resistente proveniente do efeito da esbeltez e da excentricidade, já demonstrado no item 2.3.4;

f_k é a resistência característica da alvenaria que será comentada a seguir; e,

γ_m é o coeficiente parcial de segurança para o material, já discutido no item 2.3.2

A resistência característica (f_k) de qualquer alvenaria, salienta a norma inglesa, pode ser determinada através de ensaio em corpos de prova de parede e calculada de acordo com a equação 21. O ensaio deve ser realizado em pelos menos dois painéis com dimensões de 1,2 m a 1,8 m de comprimento com 0,125 m² de seção transversal e sua altura deverá situar entre 2,4 m a 2,7 m.

$$f_k = \frac{F_m \cdot \psi_m \psi_u}{A \cdot 1,2} \quad (21)$$

Onde:

F_m é a carga máxima suportada pelo menos por dois painéis ensaiados;

A é a área da seção transversal de cada painel;

ψ_m é o fator de redução para a resistência da argamassa encontrado no anexo informativo A da norma, na seção A.2.5 e na Tabela 15;

ψ_u é o fator de redução das unidades estruturais da amostra obtido através da relação na equação 22:

$$\psi_u = \frac{P_o}{P_U} \leq 1,0 \quad (22)$$

Para a equação 22, a BS 5628-1 (1992), no anexo informativo A.2.4 salienta que P_o é a resistência das unidades estruturais quando o fabricante não as submeteu ao controle de qualidade. Ele deverá especificar a resistência média das unidades e garantir este valor em todo lote. Já P_U , informa a norma, é a resistência à compressão de unidades estruturais obtidas usando as recomendações das normas BS 187 (1978), BS 3921 (1985) ou BS 6073-1 (1981). Quando ocorrer controle de qualidade das unidades o fabricante deverá apontar um limite de resistência aceitável para P_o .

Embora a norma inglesa indique o procedimento anterior para a obtenção do f_k , ela permite que este parâmetro seja determinado com base na resistência das unidades e argamassa. Para isto ocorrer deverão ser utilizadas as Tabelas 2a; 2b; 2c e 2d do item 23 que foram construídas para tijolos de formato padronizado, blocos com relação altura e menor dimensão horizontal igual a 0,6; blocos vazados tendo uma relação entre a altura e a menor dimensão horizontal entre 2,0 e 4,0 e blocos maciços de concreto, tendo uma relação entre a altura e a menor dimensão horizontal entre 2,0 e 4,0. Vale lembrar que o valor da resistência à compressão da argamassa nas tabelas foi realizado em corpos de prova com formato cúbico 75 mm ou 100 mm e prismático de 100 mm x 25 mm x 25 mm.

Continuando na mesma linha do assunto, o Eurocode 6-1 (2005) enfatiza que na análise de alvenaria sujeita a carregamento vertical, a verificação de cálculo para a parede deve ser feita para as seguintes condições:

- Carga vertical aplicada diretamente na parede;
- Efeitos de segunda ordem;
- Excentricidades – calculadas a partir do conhecimento do layout das paredes, a interação dos pisos e enrijecimento das paredes; e,
- Excentricidades – resultantes dos desvios da construção e diferenças nas propriedades dos materiais componentes.

Para verificação das paredes de alvenaria simples, no estado limite último, sujeitas predominantemente a cargas verticais, a determinação consiste em comparar o valor de cálculo do esforço vertical atuante na parede (N_{Ed}) com o valor de cálculo do respectivo esforço vertical resistente (N_{Rd}), conforme pode ser notado na equação 23:

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (23)$$

O cálculo do esforço vertical resistente (N_{Rd}) por unidade de área é obtido através da expressão (24):

$$N_{Rd} = \Phi f_d \quad (24)$$

Onde:

Φ é o fator de redução para a esbeltez e excentricidade que pode ocorrer no topo e base (Φ_i) e também no meio da parede (Φ_m). Este assunto está discutido no item 2.3.4; e,

f_d é a resistência de cálculo da alvenaria à compressão que será tratado a seguir.

A resistência de cálculo da alvenaria f_d é obtida a partir da relação f_k/γ_m , onde f_k é a resistência característica da alvenaria à compressão e γ_m é o coeficiente parcial de segurança para os materiais comentado no item 2.3.2. O f_k será determinada a partir dos resultados dos ensaios em amostras de alvenaria ou estar disponível a partir de um banco de dados. Os procedimentos de ensaio devem estar de acordo com a norma BS EN 1052-1 (1999) e os resultados para f_k expressos através da equação 25:

$$f_k = k f_b^{0,65} f_m^{0,25} \quad (25)$$

Onde:

k é uma constante que varia entre 0,25 a 0,55, eventualmente modificado de acordo com o dispositivo 3.6.1.1 e Tabela 3.3 do Eurocode 6-1 (2005);

f_b é a resistência média à compressão das unidades, em N/mm^2 ;

f_m é a resistência média à compressão da argamassa, em N/mm^2 .

Os dois códigos citados utilizam o método semiprobabilístico do estado limite para determinação da resistência à compressão da alvenaria, porém a NBR 10837 (2000) ainda emprega o método das tensões admissíveis em paredes de alvenaria não armada. Para obtenção da resistência à compressão da alvenaria (f_{alv}) devido à carga vertical, a norma recomenda a equação 26:

$$f_{alv} = 0,20 f_p \left[1 - \left(\frac{h}{40t} \right)^3 \right] \quad (26)$$

Onde:

f_p é a resistência média dos prismas;

h é altura efetiva, discutida no item 2.3.3;

t é a espessura efetiva, debatida no item 2.3.3.

2.3.6 – Módulo de elasticidade

O conhecimento das características da deformação dos materiais empregados na alvenaria é de fundamental importância para o entendimento do comportamento do edifício como um todo.

Devido à parede ser constituída por dois materiais com características distintas, o módulo de elasticidade da alvenaria (E_{alv}) depende basicamente do módulo de elasticidade da argamassa e do módulo de elasticidade do bloco. Ao longo desses anos diversos pesquisadores sugeriram equações e procedimentos para determinação do módulo de elasticidade da alvenaria. Porém, Hendry e outros (2004) adverte que esse parâmetro é bastante variável no caso da alvenaria, mesmo para exemplares idênticos, e como aproximação eles recomendam a equação 27.

$$E_{alv} = 700 \sigma'_c \quad (27)$$

Onde: σ'_c é a tensão de ruptura da alvenaria. Este valor será aplicado até cerca de 75% da tensão máxima de ruptura. Para estimar as deformações em longo prazo um valor reduzido de E_{alv} deve ser utilizados na região de metade a um terço do que foi dado na equação 27.

Embora tenham surgido alguns modelos de equações para a obtenção do módulo de elasticidade, na prática os procedimentos normativos continuam a ser usados na análise estrutural da alvenaria. Por exemplo, o Eurocode 6-1 (2005) admite que a relação tensão versus deformação seja não linear e pode ser tomada como linear, parabólico e parabólico-retangular, representado na Figura 23:

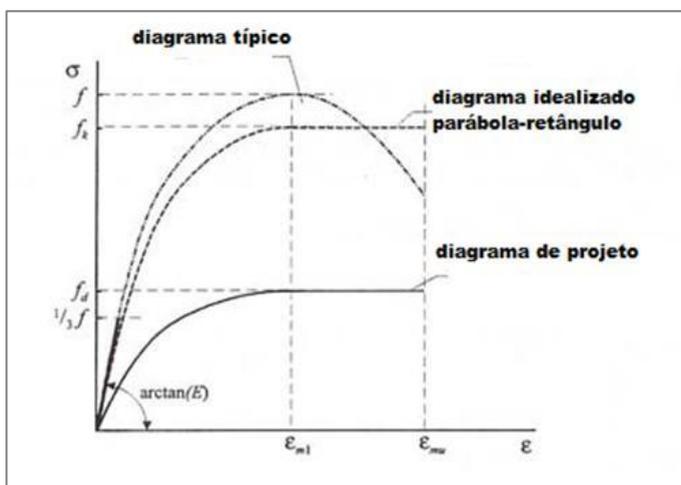


Figura 23 – Diagrama tensão-deformação da alvenaria, citado no Eurocode 6-1 (2005)

O módulo de elasticidade da alvenaria (E_{alv}) em curto prazo deverá ser obtido a partir de ensaios, orienta o Eurocode 6-1 (2005). Na ausência destes, são recomendados os valores obtidos pela expressão 28 para o estado limite último. Para o módulo de elasticidade transversal da alvenaria (G_{alv}), o cálculo é realizado através equação 29.

$$E_{alv} = 1000 f_k \quad (28)$$

$$G_{alv} = 0,40 E \quad (29)$$

Caso seja realizado ensaio em amostras, a norma europeia orienta que os testes estejam de acordo com a norma BS EN 1052-1 (1999). Esta norma prescreve que o módulo de elasticidade a ser obtido seja o secante, a partir de média das amostras e deve ser considerado a um terço do esforço máximo atingido, conforme pode ser visto na equação 30.

$$E_{alv} = \frac{F_{max}}{3 \varepsilon A} \quad (30)$$

Onde:

F_{max} é a carga máxima que o corpo de prova da alvenaria suporta;

ε é a deformação média da alvenaria, a um terço da resistência máxima alcançada;

A é área da seção transversal da alvenaria.

Observa-se pela equação 30 que a norma BS EN 1052-1 (1999) não menciona o valor inicial a ser considerado no cálculo do módulo de elasticidade. A NBR-8522 (2003), utilizada para determinação do módulo de elasticidade do concreto, é empregada para obtenção do módulo da alvenaria. Ela indica que o módulo de deformação secante (E_{SEC}) correspondente à inclinação da reta unindo os pontos do diagrama tensão versus deformação, seja tomado inicialmente como a tensão (σ_{inf}) igual a 0,5 MPa. O valor inicial de $\sigma_{inf} = 0,5$ MPa para tensão tem por objetivo desconsiderar as possíveis perturbações inerentes no início do carregamento (ver Figura 24).

O módulo de elasticidade da alvenaria à compressão é determinado também através de ensaio de curta duração pela NBR 8522 (2003), que recomenda três procedimentos para obtenção do módulo de elasticidade do concreto a partir do gráfico, mostrado na Figura 24: o tangente a origem (0), o tangente a um ponto (A) e o secante (B-C). Vale destacar que a NBR 8949 (1985), responsável pela orientação para a determinação da resistência à compressão simples de paredes de alvenaria não menciona qual desses módulos deve ser adotado.

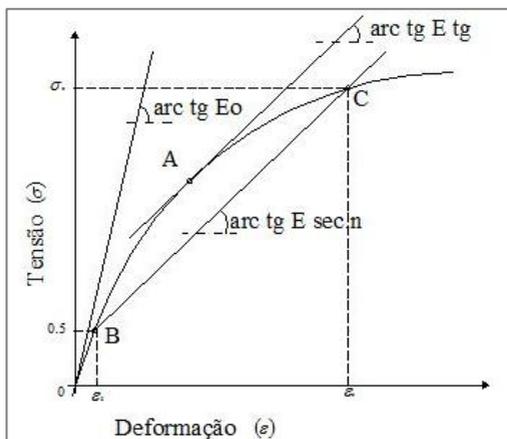


Figura 24 – Diagrama tensão-deformação segundo a NBR 8522 (2003)

Observando a Figura 24 é possível notar que o módulo de deformação secante pode ser calculado pela expressão 31:

$$E_{sec,n} = \frac{\sigma_n - \sigma_{inf}}{\varepsilon_n - \varepsilon_i} \quad (31)$$

Onde:

$E_{sec,n}$ é o módulo de deformação secante, correspondente à inclinação da reta unindo os pontos do diagrama tensão versus deformação;

σ_n é a tensão considerada para o cálculo do módulo secante;

ε_n é a deformação específica correspondente à tensão σ_n , sendo $n = 0,1, \dots, 0,7$ ou $0,8$;

ε_i é a deformação específica correspondente à tensão $\sigma_{inf} = 0,5$ MPa.

A NBR 8522 (2003) recomenda a tensão inicial igual a 0,5 MPa para o cálculo do módulo secante, porém, ela não informa que percentual máximo da tensão de ruptura deve ser considerado para obtenção do módulo secante. Contudo para o módulo tangente, ela estima o valor em 30% da tensão máxima de ruptura.

A tensão inicial igual a 0,5 MPa estabelecida pela norma pode tornar um valor inapropriado para obtenção do módulo de elasticidade secante da alvenaria, caso sejam empregados blocos cerâmicos com furo na horizontal, cujo o valor mínimo prescrito pela NBR 15270-1 (2005) é de 1,5 MPa.

Outro aspecto que poderá dificultar seu emprego será na análise do módulo de elasticidade de alvenaria histórica ou nos edifícios construídos em Recife em alvenaria resistente, sabe-se que seus valores de tensão nas paredes não são altos.

O autor sugere que seja utilizado o método desenvolvido por Knutsson e Nielsen (1995) que propuseram a determinação do módulo secante para a alvenaria (E_{alv}) através da equação 32:

$$E_{alv} = \frac{0,35 f_c - 0,05 f_c}{\varepsilon_{0,35} - \varepsilon_{0,05}} \quad (32)$$

Onde:

f_c é a tensão máxima de ruptura da alvenaria;

$\varepsilon_{0,05}$ é a deformação corresponde a uma tensão de 0,05 da tensão de ruptura;

$\varepsilon_{0,35}$ é a deformação corresponde a uma tensão de 0,35 da tensão de ruptura;

A discussão anterior foi sobre o módulo de elasticidade (E) em curto prazo, mas acontece que ao longo do tempo a alvenaria sofre desgaste de seus componentes devido a fatores como climáticos, carregamentos e outros. Naturalmente que estes fatores contribuem para diminuir a rigidez da estrutura e conseqüentemente o módulo de elasticidade.

Para este caso, que será discutido no item 2.4, o Eurocode 6-1 (2005) orienta que o módulo de elasticidade em longo prazo (E_∞) seja baseado no valor do módulo secante a curto prazo e seja considerado o efeito da fluência. Para sua determinação a norma recomenda a equação 33:

$$E_\infty = \frac{E_{alv}}{1 + \varphi_\infty} \quad (33)$$

Onde:

φ_∞ é o coeficiente de fluência final;

E_{alv} é o módulo de elasticidade da alvenaria a curto prazo.

2.4 – Comportamento mecânico da alvenaria em função do tempo

Na análise estrutural de um prédio, tanto na etapa de projeto como nos já construídos, o engenheiro calculista deve considerar todas as solicitações atuantes na estrutura, os quais incluem o peso próprio, as cargas variáveis ou acidentais. Estas ações podem gerar esforços na estrutura que resultam em deformações nos elementos construtivos ao longo do tempo.

Essa deformação progressiva dos elementos construtivos sob esforços constantes ou quase constantes, em função do tempo é denominada de fluência ou deformação plástica. A fluência ocorre devido à movimentação de falhas, que sempre existem na estrutura interna dos materiais.

A magnitude dos movimentos nas estruturas em alvenarias e concreto armado devido a fluência depende do nível de tensão, da idade do material, da duração da tensão, da qualidade do material e do meio ambiente, por exemplo, a variação da temperatura. Além desses fenômenos, Brooks (1999) aponta o tamanho da seção transversal e umidade relativa do ar como fatores que afetam a fluência.

O autor citado faz uma comparação dizendo que o tipo de cimento afeta a deformação do concreto, assim também o tipo de argamassa influencia a alvenaria ao longo do tempo, eventualmente, até por um fator de três vezes mais.

Existem outras causas de movimentação, além da fluência, que podem ocorrer nos elementos do prédio sob certas condições. Entre as quais se incluem a retração e expansão, a carbonatação dos concretos e das argamassas e terrenos instáveis. Para Parsekian e Franco (2006) as alvenarias de blocos de concreto e sílico-calcário sofrem retração com o tempo, enquanto os blocos cerâmicos geralmente sofrem uma expansão devido ao contato com a umidade.

O comportamento mecânico da alvenaria ao longo do tempo devido a fenômenos como fluência, retração e expansão tem influência significativa na durabilidade das estruturas novas e antigas em alvenaria. Investigar, compreender e quantificar estes fenômenos é importante para a avaliação da capacidade resistente dos elementos estruturais e evitar o aparecimento de fissuras.

No entanto, a falta de informações sobre fluência em alvenaria tem dificultado a compreensão da sua influência na análise estrutural. A este respeito Brooks (1999) comenta que assim como o concreto, a alvenaria exibe fluência a longo prazo sob carga constante, mas, ao contrário do concreto, há poucas informações nos códigos sobre os fatores que contribuem para o fenômeno da fluência na alvenaria.

Como exemplo, pode-se citar o Eurocode 6-1 (2005), onde é informado de que o coeficiente final de fluência (φ_∞), a retração e expansão por umidade, a retração e expansão térmica devem ser determinados através de ensaios. Porém, a mesma norma adverte que atualmente não existe ensaio normalizado na Europa prescrito para obter a fluência e a expansão por umidade para alvenaria.

Contudo, o código europeu recomenda intervalos de valores para o coeficiente de fluência final (φ_∞), retração ou expansão por umidade ao longo do tempo e o coeficiente de expansão térmica (α_t) que estão transcritos na Tabela 4.

Tabela 4 – Intervalos de coeficientes da alvenaria segundo o Eurocode 6-1 (2005)

Alvenaria: Tipo de Bloco	^a Coeficiente de fluência final (φ_∞)	^b Retração ou expansão por umidade a longo prazo ($\frac{mm}{m}$)	Coeficiente de expansão Térmica ($\alpha_t \cdot 10^{-6} / k$)
Cerâmico	0,5 a 1,5	-0,2 a +1,0	4 a 8
Concreto	1,0 a 2,0	-0,6 a -1,0	6 a 12
Sílico-calcário	1,0 a 2,0	-0,4 a -0,1	7 a 11

a: O coeficiente de fluência $\varphi_\infty = \frac{\varepsilon_\infty}{\varepsilon_{el}}$, onde ε_∞ é a deformação final da

fluência e ε_{el} é a deformação elástica da alvenaria obtida por: $\varepsilon_{el} = \frac{\sigma}{E}$;

b: sempre que o valor da retração ou expansão por umidade vir precedido de sinal negativo ou positivo indicará redução ou expansão.

Segundo Brooks (1999) a ACI 530-95/ASCE 5 (1995), recomendam-se coeficientes de fluência de 102 e 360×10^{-6} por MPa para a alvenaria cerâmica e de concreto, respectivamente. Já a norma inglesa, citada por Brooks (1999), BS 5628-2 (1995) aconselha um coeficiente de fluência final igual a 1,5 vezes a deformação elástica para alvenaria, e um correspondente coeficiente de 3,0 para o sílico-calcário e alvenaria em blocos de concreto.

Conforme foi comentado existem poucos dados sobre fluência para as estruturas em alvenaria e muito para as de concreto nos códigos. No Eurocode 6-1 (2005), por exemplo, assinala que a fluência e retração no concreto dependem da composição do concreto, da umidade, da dimensão do agregado, da aplicação da carga inicial e da sua magnitude ao longo do tempo. Para a obtenção da deformação no concreto ($\varepsilon_{cc(\infty, t_0)}$) proveniente da fluência o código europeu prescreve a equação 34:

$$\varepsilon_{cc(\infty, t_0)} = \varphi_{(\infty, t_0)} \cdot \left(\frac{\sigma_c}{E_c} \right) \quad (34)$$

Onde:

$\varphi_{(\infty, t_0)}$ é o valor final do coeficiente de fluência, existente no Eurocode 2-1 (2004) seção 3.1.4, Figura 31;

σ_c é a resistência à compressão do concreto;

E_c é o módulo de elasticidade tangente.

A norma europeia ressalva que o coeficiente de fluência final $\varphi_{(\infty, t_0)}$ no concreto está relacionado com o módulo de elasticidade tangente (E_c), e que este pode ser tomado conforme a equação 35:

$$E_c = 1,05 E_{cm} \quad (35)$$

Onde: E_{cm} é o módulo de elasticidade secante do concreto.

O guia de orientação ACI 209R (1997), assim como o Eurocode 2-1 (2004), sustenta que os principais fatores que afetam a fluência e retração são a composição do concreto, a cura inicial, o meio ambiente, a geometria (tamanho e forma), a história do carregamento e a condição da tensão aplicada. E, ACI 209R (1997) sugere a equação 36 para prever fluência e retração do concreto em qualquer tempo.

$$\varphi_{\infty} = \frac{t^{\psi} \varphi_u}{d + t^{\psi}} \quad (36)$$

Onde:

φ_{∞} é o coeficiente de fluência;

t é o tempo após o carregamento a partir do final do período inicial de cura;

ψ é considerada uma constante;

φ_u é o coeficiente da fluência última, obtido a partir da relação entre a deformação final e inicial;

d são os dias.

Segundo Brooks (1999), normalmente $\psi = 0,6$, mas se $\psi = 1$ a expressão torna-se uma equação hiperbólica. O autor ressalva que geralmente uma equação hiperbólica às vezes subestima a fluência do concreto inicialmente, mas é bom para a representação de fluência a longo prazo. Ele ainda cita que diversos pesquisadores como Warren (1981) e Brooks (1986) empregaram equação hiperbólica para descrever o comportamento da alvenaria ao longo do tempo.

Para ACI 209R (1997) o valor da fluência é normalmente mais acentuado que a retração entre 100 dias e 200 dias, porém o valor da retração é maior inicialmente.

Os valores das constantes na expressão 34 podem ser obtidos segundo a ACI 209R (1997) através de ensaio desenvolvido de acordo com ASTM C 512 (1994). A norma ainda salienta que as faixas normais das constantes apresentadas na equação (1) são as seguintes: ψ situado entre 0,40 a 0,80; φ_u na faixa de 1,30 a 4,15; e d estimado entre 6 a 30 dias.

A falta de informações dos parâmetros que influenciam a fluência na alvenaria já foi mencionado, porém existe outro muito importante que é resistência à compressão na parede ao longo do tempo. Sabe-se que o contínuo desgaste dos materiais ao longo dos anos leva a estrutura à diminuição da sua capacidade resistente e poderá conduzi-la ao estado de ruína parcial ou total.

Não foram encontrados nos códigos para alvenaria e na literatura equações ou gráficos que estabeleçam relação entre a resistência à

compressão e o tempo. Entretanto, a ACI 209R-92 (1997) recomenda uma equação geral para prever a resistência à compressão do concreto em qualquer tempo $(f_c')_t$, conforme pode ver na expressão 37:

$$(f_c')_t = \frac{t}{a + \beta t} (f_c')_{28} \quad (37)$$

Onde:

a e β são constantes, sendo que a representa dias;

$(f_c')_{28}$ é a resistência à compressão do concreto aos 28 dias;

t é a idade do concreto em dias.

Continuando com a mesma discussão, a ACI 209R-92 (1997) ressalva que sendo a resistência à compressão do concreto determinada pela ASTM C 39 para corpo de prova cilíndrico 150 mm por 300 mm, a confecção e cura realizados de acordo com a ASTM C 192, a equação 37 poderá ser reescrita, conforme o modelo abaixo:

$$(f_c')_t = \frac{t}{\frac{a}{\beta} + t} (f_c')_{28} \quad (38)$$

ACI 209R-92 (1997) salienta que as constantes a e β nas equações 37 e 38 são função do tipo de cimento usado e da condição de cura empregada. Para o caso do cimento tipo I, tipo III e areia média, a norma sugere como valores de referências para a constante a variação entre 0,05 e 9,25 e β entre 0,67 e 0,98.

O título desta seção trata do comportamento mecânico da alvenaria em função do tempo. A palavra mecânico está intimamente ligada ao processo em que se pode determinar uma série de fase ou descrever as relações entre fenômenos naturais. Através de investigações sabe-se que existe relação entre os fenômenos debatidos anteriormente e a durabilidade das estruturas. A partir de agora será analisada a durabilidade nas estruturas em alvenaria.

Segundo Hendry e Khalaf (2001) a durabilidade pode ser considerada como a capacidade do material ou construção para permanecer útil por um período aceitável sem excessiva ou inesperada manutenção. O que se constitui um período aceitável não é definido para a maioria das construções, o que existe são expectativas de vida útil por muita década.

A alvenaria em suas várias formas é inerentemente estável, mas cuidados são necessários na etapa de projeto para selecionar materiais que tenham propriedades adequadas e sejam consistentes com a condição de exposição. Os fatores que afetam a durabilidade incluem gelividade, a cristalização de sal, o ataque de sulfato e ação de certos agentes biológicos.

A norma BS 5628-3 (1985), por sua vez, afirma que a durabilidade da alvenaria depende apenas das características do bloco e da argamassa. Ela ainda ressalva que os fatores mais importantes que afetam a durabilidade são a gelividade e o ataque químico. Já a norma americana ASTM C 62 (1992) orienta para avaliar a durabilidade do tijolo pela resistência à compressão, coeficiente de saturação e a absorção de água.

O perigo da gelividade está na água absorvida pelo tijolo, bloco ou argamassa que finalmente dividida distribui-se entre os poros e capilares, podendo congelar e expandir causando fragmentação dos componentes da alvenaria. A esse respeito Hendry e Khalaf (2001) comentam que o mecanismo de falha é complicado e depende de vários fatores, incluindo a estrutura dos poros e a taxa de saturação de congelamento.

Em relação ao ataque químico, destacado pela norma inglesa, o fato mais comum e que pode causar sérios danos as estruturas em alvenaria é chamado de criptoflorescência. Este fenômeno, salienta Verçoza (1991), ocorre devido o crescimento de sais ou cristais no interior dos materiais. É denominado de sal de candlot, ou etringita, ou trissulfoaluminato de cálcio, que se forma quando a umidade encontra condições propícias no interior da massa de cimento endurecido. Estas condições são sulfatos e aluminatos ainda não combinados. Para BS 5628-3 (1985) os sulfatos e aluminatos podem ser provenientes de águas subterrâneas, a partir do solo e poluição atmosférica.

Verçoza (1991) ainda afirma que se o sal cresce dentro da argamassa de rejuntamento de tijolos ou blocos pode fazer a parede rachar ou tombar. Nos rebocos produz inicialmente o descolamento, depois o fissuramento e em seguida a queda.

Vale destacar que Hendrye outros (2004) ressalvam que o ataque de sulfato só é possível na alvenaria se estiver exposta por muito tempo sob condições úmidas.

Observa-se pela discussão sobre durabilidade que os fenômenos envolvem a presença da água, de modo que deve tomar precauções para excluí-la ou minimizar a sua penetração na alvenaria, com isso aumentar a vida útil do prédio.

2.5 – Simulação numérica em alvenaria

O comportamento estrutural da alvenaria é algo difícil de prever e está associado a uma série de parâmetros, tais como: anisotropia, propriedades e dimensões da unidade, espessura da junta, arranjos das juntas horizontais e verticais, mão de obra etc. Devido a essa grande diversidade de fatores que influenciam nas propriedades da alvenaria, os modelos de cálculo ainda não são bem desenvolvidos. Um modelo pode ser explicado como sendo uma série de rotinas e procedimentos de cálculo alimentados por uma quantidade suficiente de dados de entrada.

Acontece que para obter resultados precisos é necessário que o modelo esteja adequado ou aproximado ao fenômeno real interpretado. Quanto mais o modelo se aproxima da realidade, maior será a quantidade de dados necessários como entrada, o mesmo acontecendo com o número de rotinas e procedimentos a serem efetuados. E no momento em que se busca o refinamento do resultado também implicará no aumento da complexidade do cálculo e do número de entrada.

Recentemente a pesquisa em alvenaria começou a mostrar interesse em modelos mais refinados, tornando o cálculo de estruturas em alvenaria menos empíricos e mais sofisticados, como afirma Peleteiro (2002). O desenvolvimento dos recursos computacionais muito contribuiu para o aperfeiçoamento da modelagem. Os pesquisadores de maneira geral, como Lourenço (1996), classifica a modelagem numérica em micromodelagem e macromodelagem.

A micromodelagem consiste na representação detalhada de todos os seus componentes (unidades, juntas de argamassa e interface unidade-argamassa) separando-se em unidade e argamassa, conforme afirmam Chaimoon e Attard (2006).

Uma outra possibilidade, segundo Lourenço e Zucchini (2002), é denominada de macromodelagem. Ela consiste em não fazer distinção entre os blocos individuais e admitir que a alvenaria é um material

anisotrópico contínuo. Os autores ressaltam que este problema pode ser abordado de duas formas distintas. Uma é desenvolver modelos constitutivos diretamente dos resultados experimentais e a outra é adotar a técnica da homogeneização. Na Figura 25, adaptada de Lourenço (1996), são apresentados os dois tipos de modelagens e mais a generalização para a micromodelagem.

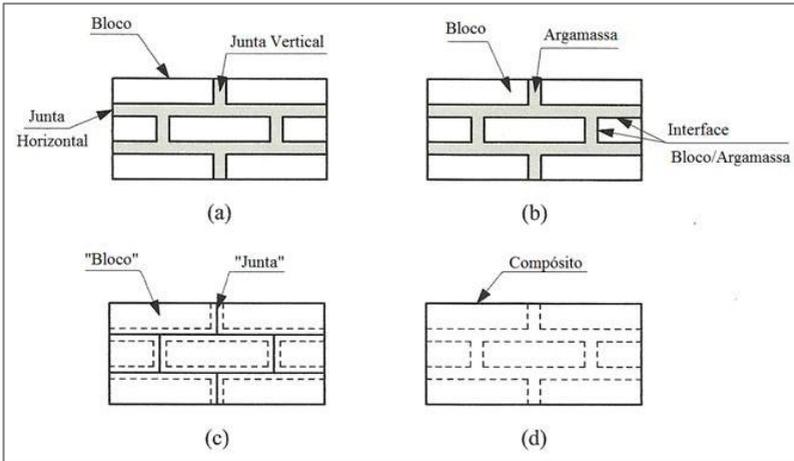


Figura 25 – Técnicas de modelagem da alvenaria: (a) Exemplar da alvenaria; (b) Micromodelagem; (c) Micromodelagem simplificada; (d) Macromodelagem

Fonte: Lourenço (1996)

Na Figura 25, de maneira geral, notam-se as seguintes características: em (a) é visto os elementos componentes da alvenaria; Por sua vez em (b) é mostrada a micromodelagem detalhada onde as unidades e a argamassa são representadas por elementos contínuos, e a interface entre eles é representada por elementos descontínuos. Na Figura 25(c) é demonstrada a micromodelagem simplificada em que as unidades são reproduzidas por elementos contínuos ao passos que o comportamento das juntas de argamassa e a interface unidade-argamassa são condensados em elementos descontínuos. Na macromodelagem, indicada em (d), observa-se que a unidade, juntas de argamassa e a interface unidade-argamassa são consideradas dispersas no meio contínuo com propriedades homogêneas.

Diante da abordagem acima, surge o questionamento, existem vantagens de uma modelagem sobre a outra? É difícil de responder, pois cada uma delas apresenta vantagens e desvantagens para cada caso específico. Porém, deve ficar claro que a escolha deverá ser feita de acordo como objetivo a ser alcançado.

Em artigo sobre avanços recentes na modelação de estruturas de alvenaria, Lourenço (1998) comenta que os micromodelos são aplicáveis em detalhes ou em elementos estruturais de pequenas dimensão, em que a interação entre os blocos e as juntas condiciona fortemente a resposta. Na prática, segundo autor, em estruturas de dimensão apreciável, não é possível modelar cada bloco e cada junta separadamente, pelo que os modelos a utilizar terão de considerar o material como um contínuo, estabelecendo-se uma relação entre tensões e extensões médias na alvenaria.

Por outro lado, devido a pouca disponibilidade de resultados experimentais e à elevada complexidade na formulação do comportamento inelástico e anisotrópico da alvenaria, a obtenção e implementação de macromodelos é importante obstáculo. Lourenço e Zucchini (2002), por exemplo, salientam que uma desvantagem deste modelo está relacionado com os resultados devido às limitações em se realizarem os ensaios.

Autores como Binda e Siasi (1990) também afirmam que nas últimas décadas foram feitas várias tentativas para assumir modelos caracterizados de outros materiais, mas os resultados foram muito pobres.

Esta dificuldade aumenta na medida em que a análise estrutural é feita em prédios históricos. Para Binda e Siasi (1990) modelar uma estrutura de alvenaria é uma tarefa difícil, pois sabe-se que ela não respeita aparentemente nenhuma hipótese suposta para outros materiais (isotropia, comportamento elástico, homogeneidade) e as leis constitutivas apropriadas para os materiais não são ainda bem desenvolvidas. Contudo, os autores ressaltam que o uso apropriado e racional da análise estrutural pode ajudar a definir o estado eventual de perigo e prever o comportamento futuro para este tipo de estrutura. Para isso é necessário definir as propriedades mecânicas dos materiais, implementar leis constitutivas para esses materiais e empregar métodos de análise para estruturas em estado de ruína.

Os autores citados advertem que a estrutura é complexa, os projetistas acabam utilizando os modelos lineares de análise estrutural, pois os não lineares são difíceis de aplicar, porque as leis constitutivas para esses materiais raramente estão disponíveis. O projetista deverá selecionar as técnicas e procedimentos disponíveis e atentar tecnicamente para o método economicamente mais viável para definir o estado de preservação ou dano da estrutura.

Os autores ainda aconselham que a geometria da estrutura, a pesquisa e o monitoramento da trinca e a utilização *insitu* de teste ligeiramente destrutivo e não destrutivo devem ser empregados para escolher o modelo analítico apropriado para encontrar a segurança da estrutura e sua capacidade de carga. Todas estas informações ajudarão na escolha a ser feita entre todos os modelos disponíveis e, é claro, levará em conta a tipologia da estrutura da alvenaria.

Havendo a necessidade de avaliar a capacidade de carga dos edifícios existentes, e conseqüentemente determinar um coeficiente de segurança que pode assegurar ao prédio um desempenho aceitável, de acordo com a função pelo qual o edifício se destina. Binda e Siasi (1990) sugerem que um coeficiente de segurança também deverá ser calculado levando em conta as possíveis cargas sísmicas, e ficará evidente que o coeficiente de segurança dessas estruturas não pode ser calculado tão facilmente quanto no caso de concreto contemporâneo e aço, devido a toda a incerteza relativa ao material, à tecnologia de construção das paredes, a geometria etc.

Como se pode notar neste debate existe o interesse enorme pela busca de modelos matemáticos que melhor representam o comportamento real da estrutura. No presente momento dois modelos se destacam para alvenaria que são os micros e macros modelos. Devido à pouca disponibilidade de resultados experimentais e a elevada complexidade na formulação do comportamento inelástico e anisotrópico da alvenaria, é necessário mais pesquisas nesta área. Binda e Siasi (1990) ainda deixam claro que a maioria dos modelos tem que ainda ser calibrada com parâmetros experimentais e mais pesquisa.

2.6 – Acidentes com edifícioscaixão na região do Recife

No Brasil existem milhares de edifícios construídos em alvenaria resistente. Um exemplo deste tipo de edificação é o dos “prédios caixão” ou “edifícios caixão”, construídos no estado de Pernambuco, na grande região do Recife.

Segundo Oliveira e Pires Sobrinho (2005), devido à escassez de moradias no estado, esta modalidade de construção teve grande impulso a partir da década de setenta do século XX, através de Cooperativas Habitacionais dos Estados (COHABs) e de cooperativas particulares, incentivadas pelas políticas de aplicação de recursos oriundos do Fundo de Garantia por Tempo de Serviço (FGTS) e das cadernetas de poupança para a execução de projetos habitacionais.

Os mesmos autores ressaltam que existem 6 mil prédios com essas características construídos na Região Metropolitana do Recife e estes são habitados por cerca de 250 mil pessoas, compreendendo aproximadamente 10% da população do grande Recife.

Os moradores desses edifícios têm baixo poder econômico e correm um sério risco de segurança, pois vários deles apresentam anomalias graves, tendo ocontecido interdição e desabamento de edifícios, como os ocorridos nas cidades do Recife, Jaboatão dos Guararapes e de Olinda. Alguns desabamentos provocaram vítimas fatais como indicado no trabalho de Oliveira e outros (2008).

A seguir serão apresentados alguns exemplos de acidentes com esse tipo de construção. As informações aqui contidas foram retiradas dos trabalhos publicados pelos autores: Oliveira e Pires Sobrinho (2005); Melo (2007); Oliveira e outros (2008). Além dos trabalhos dos autores citados foram entrevistados alguns moradores e vizinhos do Conjunto Residencial Sevilha. No anexo A, encontra-se recortes de jornais que também contribuíram para exposição do tema desse item.

Os acidentes com prédios caixão se intensificaram nos últimos vinte anos na Região Metropolitana do Recife, segundo Melo (2007). Em seu trabalho, o autor citado enumera em ordem cronológica os acidentes em edifício alvenaria resistente e ao mesmo tempo faz análise dos laudos emitidos. Cabe destacar do seu trabalho, o desabamento parcial de um dos blocos do Conjunto Residencial do Edifício Bosque das Madeiras

(1994); Edifício Aquarela (1997); Edifício Éricka (1999); Bloco B do Conjunto Residencial Enseada de Serrambi (1999) e o Edifício Ijuí (2001). Mais recentemente aconteceu o afundamento do Bloco B do Conjunto Residencial Sevilha (2007).

Houve colapso parcial de um dos blocos do Conjunto Residencial do Edifício Bosque das Madeiras em Recife, localizado no bairro de Engenho do Meio, em março de 1994. O desabamento ocorreu na fase de construção, sendo posteriormente demolido e reconstruído, conforme ressalta Melo (2007).

Em relação a esse assunto Oliveira e outros (2008) comentam que o edifício era em blocos cerâmicos de oito furos e não houve vítimas no acidente. Os mesmos autores ainda salientam que o laudo de avaliação do acidente foi conduzido pelo Conselho Regional de Engenharia e Arquitetura de Pernambuco (CREA-PE) e indicou como causa principal do desabamento a execução de rasgos horizontais para instalação de eletrodutos ao longo de toda execução de uma parede divisória central.

Outro edifício desmoronar foi o Aquarela, localizado no bairro de Piedade, no município de Jaboatão dos Guararapes, em 1997, e não houve vítimas. Oliveira e outros (2008) informam que edifício foi construído em blocos cerâmicos de seis furos, sendo que no caixão vazio, os blocos foram assentados em seu lado maior. Para os autores a existência de cintas de amarração evitou colapso da edificação, mantendo os níveis dos pisos praticamente na horizontal, na ocasião da ruína da estrutura. Por sua vez, Melo (2007) explica que ocorreu colapso de alguns pontos do embasamento e onde resistiu rompeu a alvenaria do primeiro pavimento. O autor citado salienta que o edifício tinha 11 anos de construído.

Ainda para o Edifício Aquarela, Oliveira e outros (2008) comentam que o laudo de avaliação realizado pelo CREA-PE apontou como principal do desabamento a perda de resistência dos blocos de fundação em função da expansão por umidade (EPU). A Figura 26 mostra detalhes do acidentes em dos blocos do Conjunto Bosque das Madeiras (26a) e do Edifício Aquarela (26b).



(b) Bloco B do Bosque das Madeiras

(a) Edifício Aquarela

Figura 26 – Acidentes em Recife e Jaboatão dos Guararapes

Fonte: Oliveira e Pires Sobrinho (2005)

Segundo Oliveira e outros (2008), o acidente com Edifício Érika, localizado em Jardim Frágoso em Olinda, aconteceu em 1999, causando a morte de cinco pessoas. O edifício era construído em alvenaria simples, sendo que as paredes foram construídas em blocos cerâmicos e blocos de vedação em concreto.

Para este mesmo edifício, Melo (2007) aborda que o desabamento ocorreu na madrugada de 12 novembro de 1999, matando quatro pessoas e ferindo outras 11. O autor ainda ressalta que o prédio tinha quatro andares e oito apartamentos e não tinha registros de fissuras ou outras patologias que apontasse riscos de ruína. Ele ainda destaca que o edifício tinha 11 anos de construído.

Ainda na mesma linha sobre o Edifício Érika, Oliveira e outros (2008) afirmam que o laudo de avaliação do acidente foi realizado pela Coordenação de Defesa Civil de Pernambuco (CODECIPE) que indicou como causa principal do colapso a perda de resistência, devido a degradação produzida pela ação continuada de íons de sulfatos sobre os componentes do cimento.

Um outro Edifício Caixão que desabou, aponta Melo (2007), causando morte, foi o Bloco B do Conjunto Residencial Enseada de Serrambi que tinha quatro andares, oito apartamentos e estava localizado em Jardim Frágoso em Olinda. O fato aconteceu em 27 de dezembro de 1999 e o autor afirma que no episódio morreram sete pessoas e onze ficaram feridas. Ele salienta que instalou-se pânico no bairro, uma vez que os dois edifícios que desabaram ficavam a menos de 500 metros de

distância um do outro e o intervalo da ruptura foram de 45 dias. Este mesmo autor indica em seu trabalho que o edifício tinha 9 anos de construído.

Este assunto sobre o Bloco B do Conjunto Residencial Enseada de Serrambi também é comentado por Oliveira e outros (2008) que confirmam a morte de sete pessoas e ressaltam que o edifício era construído em alvenaria de bloco cerâmico vazados, assentados na sua menor dimensão e com furos nahorizontal. As paredes do caixão vazio era alvenaria com blocos assentados na sua menor dimensão, sendo que a laje de piso do pavimento térreo era pré-moldada. Os autores enfatizam que o laudo de avaliação foi conduzido pela CODECIPE e apontou como causa principal da ruína, a falha dos blocos na fundação. Eles ainda destacam que a fragmentação generalizada dos escombros foi decorrente da inexistência de cintas de concreto armado nos níveis dos pisos. A Figura 27 apresenta detalhes do acidente no Edifício Ericka (27a) e os escombros do Bloco B do Conjunto Residencial Enseada de Serrambi (27b).



(a) Edifício Éricka

(b) Bloco B do Enseada de Serrambi

Figura 27 – Desabamento em Olinda

Fonte: Oliveira e Pires Sobrinho (2005)

O Edifício Ijuí é um outro exemplo de acidente com prédio caixão que aconteceu em Maio de 2001, na localidade de Jaboatão dos Guararapes, em Candeias, conforme relato de Oliveira e outros (2008). Por seu lado, Melo (2007), afirma que o desabamento ocorreu em 6 de junho de 2001, logo no início da manhã sem deixar vítima, pois o corpo de bombeiros já havia evacuado o prédio. O autor menciona que no dia anterior, os moradores escutaram vários estalos e acionaram a empresa responsável

pela construção, porém o problema evoluiu até o desmoronamento, sem que fosse realizado qualquer intervenção. Ele também lembra em sua pesquisa que o edifício tinha 6 anos de construído.

Oliveira e outros (2008) salientam para esse edifício que sua construção era em alvenaria resistente de blocos de concreto e foi comprovado a existência de caixão vazio. Segundo eles a análise do acidente foi realizado pela Prefeitura de Jaboatão dos Guararapes contando com a participação do Instituto de Tecnologia de Pernambuco (ITEP), CREA-PE e CODECIPE. Os autores afirmam que o desmoronamento ocorreu a partir do colapso do embasamento provocado pelo descalçamento das sapatas corridas, em decorrência da passagem das águas servidas e pluviais, devido a inclinação do terreno natural e pelo fato da fundação não ser aterrada. A Figura 28 mostra o desabamento do Edifício Ijuí em alvanria resistente.



Figura 28 – Desmoronamento do Edifício Ijuí
Fonte: Oliveira e Pires Sobrinho (2005)

Em dezembro de 2007 ocorreu o colapso parcial do Bloco B no Conjunto Residencial Sevilha, em Jaboatão dos Guararapes, na localidade de Piedade. O Bloco B de um conjunto de 4 edifícios similares teve uma ruptura parcial no nível da fundação, provocando um afundamento de mais de 1 m em metade do edifício. Na Figura 29 pode-se observar a ruptura parcial da parede do embasamento, pela diminuição do peitoril das janelas em relação ao piso inferior, e uma planta com a localização da zona acidentada.

Segundo relatos dos moradores, aos primeiros sinais de estalos no edifício, eles saíram imediatamente dos apartamentos para rua. Pouco tempo depois ocorreu a ruptura parcial do edifício sem que houvesse vítimas fatais. Após decisão judicial, todos os habitantes do Conjunto Residencial Sevilha foram mandados evacuar dos edifícios e a parte que desabou do Bloco B foi demolida.

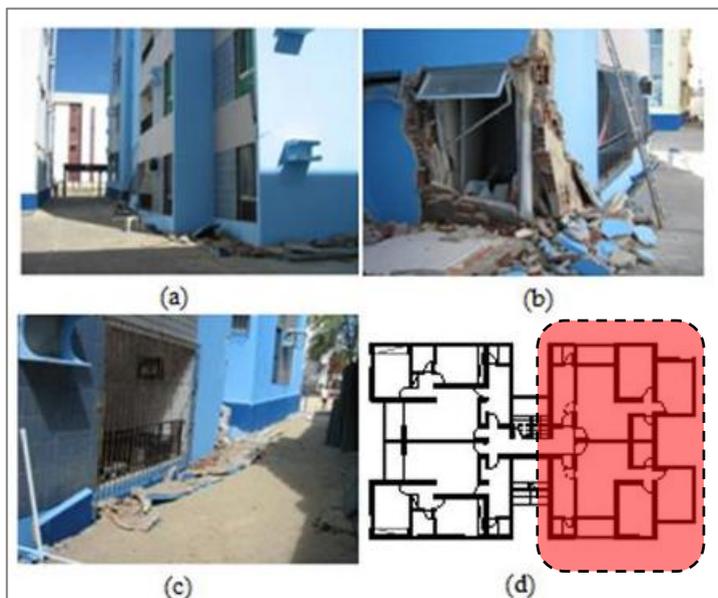


Figura 29 – Ruptura do Bloco B no Conjunto Residencial Sevilha

A ocorrência de diversos acidentes em prédios caixão repercutiu na sociedade e na imprensa de Pernambuco, conforme pode ser lido no anexo A. Também surgiram trabalhos acadêmicos tratando do assunto e um deles, já citado, foi desenvolvido por Melo (2007) que fez análise de laudos emitidos sobre prédio tipo caixão na região metropolitana do Recife. Ele concluiu que as causas comuns entre os prédios que desabaram foram: falhas ou insuficiência de projeto (31,4%); baixa qualidade ou inadequação dos materiais (17,1%); falhas ou vícios de construção (34,4%) e causas ambientais (17,1%).

2.7 – Pesquisas sobre alvenaria resistente com bloco

No Brasil, em diversas regiões do país, tem sido usual o emprego de alvenarias de tijolos maciços e de blocos de vedação comuns, desempenhando função estrutural, como afirma Cavalheiro (1994). Segundo o autor, estes tipos de unidades são utilizados em prédios de até cinco pavimentos, sem que se tenha, na maioria das vezes, o mínimo de conhecimento das propriedades mecânicas e físicas dos seus componentes. Ele ainda ressalta que em relação aos blocos de vedação assentados com furos na horizontal, são encontrados prédios com quatro pavimentos de paredes simplesmente superpostas, num aparente desrespeito à função principal das unidades, que é de vedação.

O mesmo autor desenvolveu uma pesquisa nessa área, cujo objetivo principal foi estudar a influência do revestimento no comportamento resistente e na deformabilidade das pequenas paredes. Ele trabalhou com dois tipos de unidades cerâmicas, blocos de seis furos e tijolos maciços e diferentes traços de argamassa.

Para as paredinhas com blocos de vedação, Cavalheiro (1994) concluiu que elas apresentaram comportamento bastante linear até níveis de tensão bem próximos de ruptura, com o revestimento aumentando os baixos valores de rigidez e de resistência à compressão, porém em proporção diferentes. Ele mencionou que a contribuição do revestimento na resistência última das paredinhas de tijolos maciços foi bastante modesta, bem inferior aos acréscimos obtidos pelas paredinhas com blocos de vedação. Em relação às paredinhas de tijolos maciços ele ressalta que ocorreu um decréscimo da resistência da ordem de 14,5% quando passou da argamassa mais forte para a mais fraca.

Um outro trabalho desenvolvido dentro desta linha foi apresentado por Mota e outros (2006), sobre a influência do revestimento na resistência à compressão axial em prismas de alvenaria resistente em blocos cerâmicos. O trabalho teve como objetivo estudar a influência do revestimento na resistência à compressão axial das paredes de vedação, empregadas como função estrutural, utilizando blocos cerâmicos vazados assentados com furos na horizontal. Foram ensaiados prismas, buscando estabelecer conhecimento necessário do comportamento e intensidade da contribuição do revestimento na resistência das paredes.

Após uma série de ensaios, Mota e outros (2006) concluíram que nos prismas revestidos com 20 mm de espessura, ocorreu a ruptura dos septos horizontais dos blocos ligados à argamassa de assentamento, enquanto nos revestidos com 30 mm de espessura, após ruptura dos septos horizontais dos blocos por tração, tiveram a capa de revestimento rompida por cisalhamento

Outra conclusão dos autores foi de que a resistência à compressão cresceu de acordo com o aumento da espessura da camada de revestimento e com o enriquecimento de seu traço. Eles ainda comentam que se a resistência do bloco for menor ocorrerá maior influência da argamassa de revestimento na resistência à compressão da alvenaria.

Como alguns prédios em Recife foram construídos com a mesma tipologia, só que em blocos de concreto, um outro trabalho foi desenvolvido por Neto (2006), cujo objetivo foi analisar a influência dos revestimentos na resistência à compressão de prismas de blocos de concreto de vedação. O autor concluiu que o revestimento aumentou a resistência à compressão dos prismas. Um detalhe notado por Neto (2006) foi que a espessura do revestimento com 1,5 cm foi mais eficiente que 3,0 cm no que se refere à contribuição para a resistência à compressão axial dos prismas.

Nota-se em todos os trabalhos citados acima que o revestimento contribui para o aumento da resistência à compressão na alvenaria, porém é necessário analisar as condições da aderência da argamassa ao substrato e investigar a resistência à compressão da parede com o teor de umidade, procedendo-se os ensaios nas condições secas e saturadas. Para concluir vale comentar que a norma britânica BS 5628-1 (1992) ressalta que o peso do revestimento deve ser considerado como carga permanente, porém deve-se desprezar sua contribuição estrutural.

2.8 – Considerações finais

O capítulo sobre a fundamentação teórica desta tese apresentou relevantes discussões para desenvolver a pesquisa em campo e no laboratório. Uma delas foi sobre a diferença entre alvenaria resistente e alvenaria estrutural; ficou evidente que a primeira pode-se entender como uma fase de transição entre alvenaria histórica ou tradicional e a alvenaria estrutural. Contudo, este tipo de construção em alvenaria

resistente continua sendo executado no Brasil, como foi o caso do edifício caixão em Recife, objeto de estudo desta tese.

Outro debate importante foi abordagem sobre os métodos e técnicas de investigação em alvenaria. Nesta seção foram comentados sobre ensaios não destrutivos e semidestrutivos, apresentados e discutidos diversos exemplos de ensaios com seus métodos e técnicas para alcançar os resultados.

Como destaque destes ensaios merecem ser lembrados os de vibração, macaco plano e emissão acústica que foram empregados no edifício caixão. A identificação dinâmica ou identificação modal é uma ferramenta que combina técnicas experimentais com métodos analíticos para determinar as propriedades dinâmicas das estruturas, tais como: frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento.

O ensaio com macacos planos é um ensaio semidestrutivo para avaliar *in situ* o estado de tensão ou as características mecânicas como o módulo de elasticidade nas paredes da alvenaria, enquanto a técnica de ensaio com emissão acústica é uma técnica não destrutiva que permite detectar e localizar danos estruturais no momento da sua ocorrência. Estes ensaios serão de grande valor para analisar a viabilidade do seu emprego em alvenaria com materiais brasileiros e obter informações que irão contribuir na análise estrutural do edifício caixão.

Um tópico proeminente deste capítulo foi sobre as considerações das normas sobre alvenaria à compressão. Inicialmente foram tratados assuntos sobre a segurança estrutural, dando enfoque na discussão sobre o método semiprobabilístico, em seguida são comparados os coeficientes parciais segurança das normas inglesa e europeia empregados na alvenaria. Outra comparação realizada foi entre a excentricidade calculada pela norma inglesa e o eurocódigo. Ficou claro que na segunda norma existe necessidade de levar em consideração parâmetros como o momento fletor no topo, base e meio da parede, as cargas horizontais e o efeito da fluência.

Prosseguindo nesta mesma linha de raciocínio é apresentado o tópico sobre a resistência à compressão da alvenaria. Nele foram mostradas as

equações usadas pelas normas inglesa, europeia e brasileira. Notou-se que o processo de cálculo para obtenção do fator de redução da resistência característica são diferentes tanto para norma inglesa como a europeia. Diferenças também foram observadas no cálculo para determinação da resistência característica da alvenaria. Estas equações serão importantes para obter as tensões nas paredes do edifício caixão e comparar seus valores entre si e com as calculadas teoricamente e numericamente.

Um parâmetro que merece ser destacado é o módulo de elasticidade, debatido do ponto de vista da norma brasileira e da europeia. A norma brasileira recomenda que seja usada a mesma norma para obtenção do módulo de elasticidade do concreto, mas o valor inicial da tensão e deformação admitido para o concreto pode ser um pouco alto para alvenaria, especialmente par o caso do edifício caixão.

Nanorma europeia são estabelecidos orientações para cálculo do módulo para alvenaria imediatamente e a longo prazo em função da fluência. Estas informações foram necessárias porque mostrou os processos metodológicos para obtenção do módulo, o posicionamentos dos instrumentos para captação da força e deformação, a velocidade do carregamento e as equações para obtenção do módulo de elasticidade.

A fluência na alvenaria foi comentada no tópico sobre o comportamento mecânico da alvenaria em função do tempo. Inicialmente foi conceituado sobre fluência e os fatores que a influenciam. Depois foram mostrados através de normas valores estimados para o coeficiente de fluência. Além disso, são apresentadas equações para obtenção do coeficiente de fluência empregados nas estruturas em concreto. Esta discussão serviu para fundamentar os conhecimentos para a preparação do ensaio de fluência em alvenaria que está apresentado no Capítulo 4.

Finalmente foram apresentados alguns acidentes com os prédios caixão na Região Metropolitana do Recife, dando ênfase em apontar as causas indicadas nos laudos periciais. No item seguinte, são mostrados autores brasileiros que já realizaram pesquisas sobre alvenaria resistente em bloco. Estes autores trabalharam com prismas e paredinhas, com revestimentos e sem revestimentos, em blocos cerâmicos e de concreto, e concluíram que o revestimento contribuiu até determinada espessura para a resistência à compressão dos corpos de prova.

Os assuntos apresentados neste capítulo são relevantes porque permitiram definir a linha de trabalho no edifício e no laboratório. Na revisão bibliográfica o autor observou que os ensaios não destrutivos e semidestrutivos são bastante empregados em alvenaria histórica na Europa. Não foi encontrado na literatura brasileira a utilização destes métodos e técnicas para prédio caixão. Outro aspecto importante discutido foi sobre o ensaio de fluência em alvenaria, que segundo alguns autores são poucas as informações para alvenaria em bloco cerâmico. Estes temas justificam a pesquisa no edifício.

CAPÍTULO 3

PROGRAMA EXPERIMENTAL NO EDIFÍCIO

3.1 – Considerações iniciais

No Capítulo 2 foi apresentado os fundamentos teóricos do trabalho, tendo como destaque os métodos e técnicas de investigação, as equações propostas pelas normas e os acidentes em prédios caixão na região do Recife.

Neste capítulo, são demonstrados os procedimentos investigativos usados em um edifício caixão na Região Metropolitana do Recife, objeto de estudo desta tese. Os trabalhos desenvolvidos no edifício foram resultados da parceria entre a Universidade Federal de Santa Catarina e a Universidade do Minho. Da parceria entre as duas instituições foi elaborado pela Universidade do Minho um relatório sobre o prédio caixão, referenciado em Lourenço e outros (2009), tendo originado esta tese.

No edifício foram realizadas inspeções desde da fundação à superestrutura, teste na água que estava em contato com a fundação, sondagem no solo; ensaios: dinâmico, macaco plano, emissão acústica e resistência de aderência à tração. A seguir são apresentados os ensaios com os resultados e discussões.

3.2 – Localização e descrição do edifício

O Conjunto Residencial Sevilha está situado na Rua Águas Claras, 2196, Piedade, CEP 54420-161, Jaboatão dos Guararapes Região Metropolitana do Recife Estado de Pernambuco, Brasil. O mapa representado na Figura 30 indica a posição (ponto B) do conjunto a partir do bairro da Boa Viagem em Recife (ponto A), além disso, pode-se notar um desenho esquemático da distribuição dos Blocos A, B, C, D. Tal como a generalidade dos prédios tipo caixão, os quatro edifícios que compõem o conjunto têm quatro pavimentos com quatro apartamentos por andar. A cobertura é revestida por telhas de fibrocimento. Salienta-se que o Bloco B que desabou era em tudo semelhante ao Bloco C, tendo-se escolhido este para a realização de todos os ensaios descritos neste capítulo e no Capítulo 4.



Figura 30–Mapa da localização do Conjunto Residencial Sevilha
Fonte: Figura adaptada do Google Mapa

Em todos os edifícios existe uma estrutura de transição chamada de “Embasamento”, construída em blocos cerâmicos assentados no sentido da sua maior dimensão, situada entre o piso do primeiro pavimento e a fundação que, em geral, foi contruída em sapata corrida de concreto armado.

O “prédio caixão” ou “edifício caixão”, tem este nome por causa do seu formato de caixa. Além disso, as paredes descem até a fundação, em alguns casos formando-se um caixão vazio entre a laje do primeiro piso e a sapata corrida.

3.3 – Tipologia do edifício

O conceito básico do sistema estrutural consiste em paredes resistentes que suportam as lajes dos pavimentos e que fazem a divisão dos espaços. Os esforços atuantes são descarregados através das paredes. A Figura 31 apresenta a planta baixa do edifício em estudo e as Figuras 32 e 33 os cortes e fachadas. Na Figura 34 uma vista da lateral do edifício e o acesso ao pavimento térreo ou piso 0.

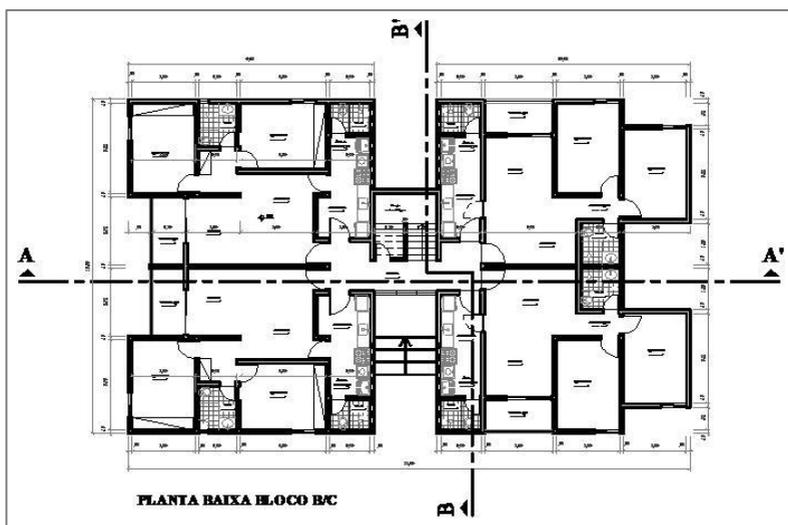


Figura 31– Planta baixa do Bloco C

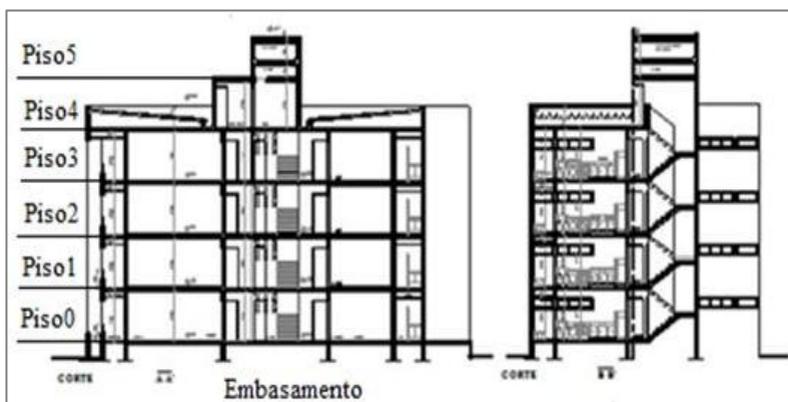


Figura 32 – Cortes longitudinal A – A`e transversal B - B`



Figura 33– Fachadas



Figura 34– Vista da lateral do edifício e acesso aos pavimentos

Analisando a planta tipo na Figura 31 verifica-se que existem quatro apartamentos por andar. Sendo dois apartamentos em cada lado separados pelas escadas em concreto armado em formato de U. Observando-se os cortes, nota-se a existência de um reservatório em concreto de 9750 litros no topo da escada. Para ter acesso à primeira laje (pavimento térreo ou piso0) é necessário subir quatro degraus mostrados na Figura 34. Observando a Figura 32 nota-se que o edifício foi dividido em cinco níveis, discriminados na Tabela 5, entre o piso0 até o

o pé direito medido foi 2,60 m e entre o piso4 e piso5 foi de 2,40 m.

Tabela 5 – Níveis do edifício em estudo

Nível	Discriminação
Piso5	Laje entre o reservatório e o piso4
Piso4	Laje de cobertura (telhado)
Piso3	3º pavimento
Piso2	2º pavimento
Piso1	1º pavimento
Piso0	Pavimento térreo

3.4 – Inspeção no edifício

3.4.1 – Inspeção na fundação e ensaios na água e solo

Na ausência do memorial descritivo dos blocos e projetos: arquitetônico, estrutural, instalações hidrosanitárias e elétrico, foi realizado levantamento cadastral do edifício e inspeção. Este trabalho iniciou em julho de 2008, tendo em primeiro lugar obtido os desenhos em formato digital e impresso apresentados no item 3.3.

Depois começou a inspeção visual com o auxílio de uma câmara fotográfica digital, um medidor de distância a laser e uma fita métrica, em seguida obteve-se relatos e informações oralmente com os vizinhos e moradores do Conjunto Residencial Sevilha.

Durante a inspeção visual procurou-se ter acesso a todas as partes dos blocos, incluindo a fundação e a cobertura. Em alguns pontos realizou-se a remoção de revestimentos e a abertura de janelas de inspeção para observar os elementos construtivos e estruturais.

A inspeção visual ao Bloco C teve início nas fundações e nas paredes em contacto com o solo, abaixo do pavimento do Piso0 (paredes de embasamento). Aproveitando uma abertura existente em A, vista na

Figura 35, foi realizada inspeção na fundação, quando ficou constatado que a mesma era de sapata corrida e que tinha as dimensões 500 mm de largura por 150 mm de altura.

Por outra abertura, chamada de B e mostrada na Figura 35, foi possível verificar que as paredes em blocos de vedação prologavam-se desde a laje do piso 0 até à fundação com a mesma seção transversal. Os blocos das paredes tinham as dimensões aproximadas de 90 x 190 x 190 mm e oito furos. As faces de assentamento são as de maior largura, cerca de 190mm com furo na horizontal e as juntas de argamassa apresentaram uma espessura média de 30mm.

As paredes estavam apenas revestidas pelo exterior e com uma argamassa cuja espessura variava entre 40 e 50mm. No total as paredes tinham cerca de 230mm de espessura. Cabe salientar que as argamassas de revestimento abaixo da laje do Piso 0, eram facilmente removidas com um ponteiro em aço, indicando pequena resistência mecânica.

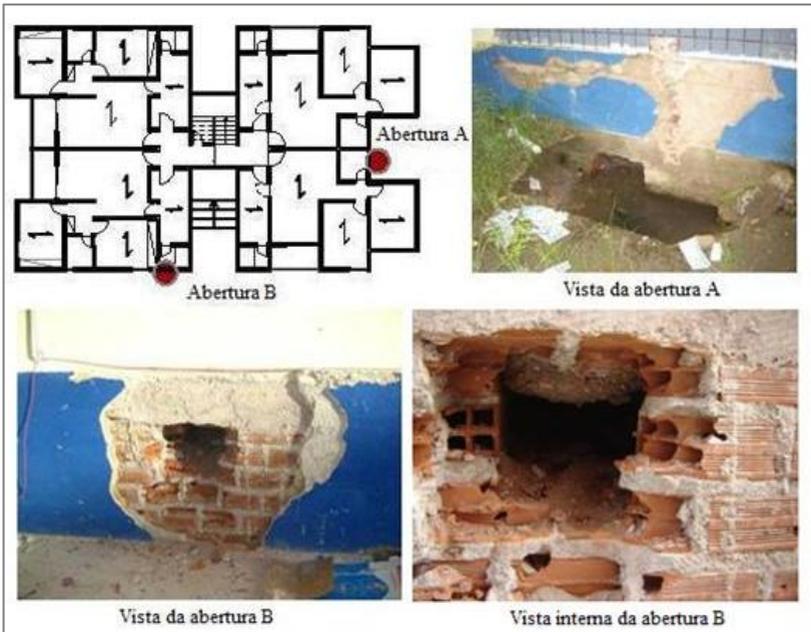


Figura 35– Inspeção visual no Embasamento

Ainda pela abertura B é possível perceber sobre os blocos a largura e altura da cinta do embasamento, que é de aproximadamente 200 mm para ambas as dimensões. No interior da abertura B, por baixo do sanitário junto a cozinha foi possível observar areia solta. Segundo alguns moradores o enchimento de areia por baixo dos sanitários era uma prática corrente deste tipo de construção.

No bloco inspecionado e nos adjacentes, também se verificou a falta de impermeabilização entre a fundação e as paredes do embasamento, ver Figuras 36a e 36b. Este fato faz com que os blocos das primeiras fiadas estejam saturados, precisamente nas fiadas mais solicitadas.



Figura 36- Inspeção nas fundações

Vale salientar que no Conjunto Residencial Sevilha não existe rede coletora de esgotos, pelo que usualmente as águas são conduzidas a um poço sumidouro construído nas proximidades dos edifícios. Assim sendo, as águas contaminadas estão em contato direto com os blocos no embasamento, contribuindo para o ataque do material cerâmico e resultando na degradação acelerada das propriedades mecânicas dos blocos.

Devido à suspeição da água existente no subsolo e ao fato da fundação estar assentada sob o lençol freático e as paredes do embasamento apresentarem excessiva umidade, foi proposta análise química da água e soloneste locais.

Para realização dos ensaios foram coletadas amostras no Bloco B no lado externo e no Bloco C externamente e internamente. Cada amostragem de água era formada por 3 garrafas PET (politereftalato de etileno) e a do

solo, uma com 3 amostras, cada uma com 800 g, obtidas próximo ao Bloco B. A Figura 37a mostra a coleta de água na parte externa do Bloco C, na Figura 37b, o operário tendo acesso a área interna no embasamento e, na Figura 37c, as amostras sendo recolhidas para o envio ao laboratório para realização da análise química.



Figura 37– Coleta das amostras de água e solo

O relatório enviado pelo laboratório que está no Anexo B informou que os resultados foram obtidos utilizando as recomendações da APHA (American Public Health Association), da NBR 9254 (1986), da CETESB (Companhia Ambiental do Estado de São Paulo) L1.007 e da NBR 12655 (2006).

Os resultados apresentados pelo laboratório classificaram a agressividade das amostras de água para o concreto como nula na parte interna do embasamento do Bloco C e externamente na proximidade do Bloco B. Porém externamente no Bloco C (Figura 37a) indicou agressividade forte ao concreto. Em relação à agressividade por sulfato, ela foi considerada moderada na proximidade do Bloco B e fraca, tanto internamente com externamente, no Bloco C.

Nos ensaios realizados nas amostras de solo foi encontrado que o solo apresentou reação alcalina, segundo o laboratório, em decorrência da contaminação da água proveniente da fossa existente na proximidade. Contudo, em comparação com a Tabela II, apresentada pela CETESB L1.007, de acordo com a norma DIN 4030 e ausência de acidez segundo Baumann-Gully, classificam a agressividade do solo ao concreto foi classificada como fraca.

Embora alguns locais tenham indicado agressividade fraca, os resultados permitemressaltar queos ensaios realizados foram comparados com valores específicos para concreto e não para alvenaria em blocos cerâmicos.

Durante a discussão sobre a necessidade da análise química da água foi sugerido também contratar uma empresa para verificar a capacidade de carga do solo de fundação. Foram pedidas três sondagens do tipo SPT na área do Conjunto Residencial Sevilha. A localização dos furos está mostrada na Figura 38. O relatório de sondagem encontra-se no Anexo C.

Observando-se o relatório e comparando informações colhidas com engenheiros locais, infere-se que o solo da Região Metropolitana de Recife é predominantemente de aluvião, formado pelo depósito de material carregado pelos rios que têm aqui a sua foz e sofre grande influência do regime de marés.

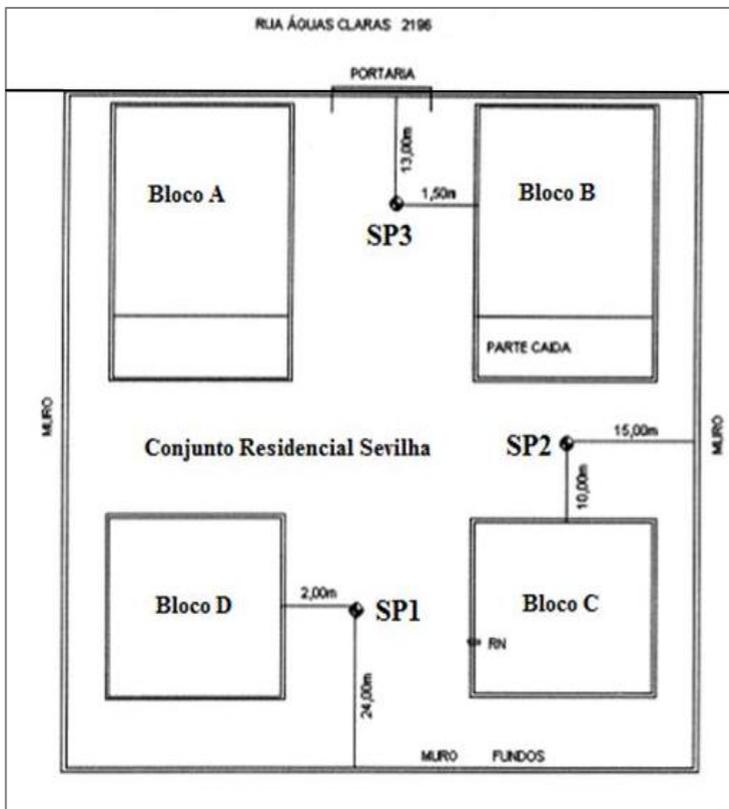


Figura 38 – Localização dos furos de sondagem

Para estimava da capacidade de carga do solo em função do número N de batidas está representada a Figura 39, extraída de Terzaghi e Peck (1967).

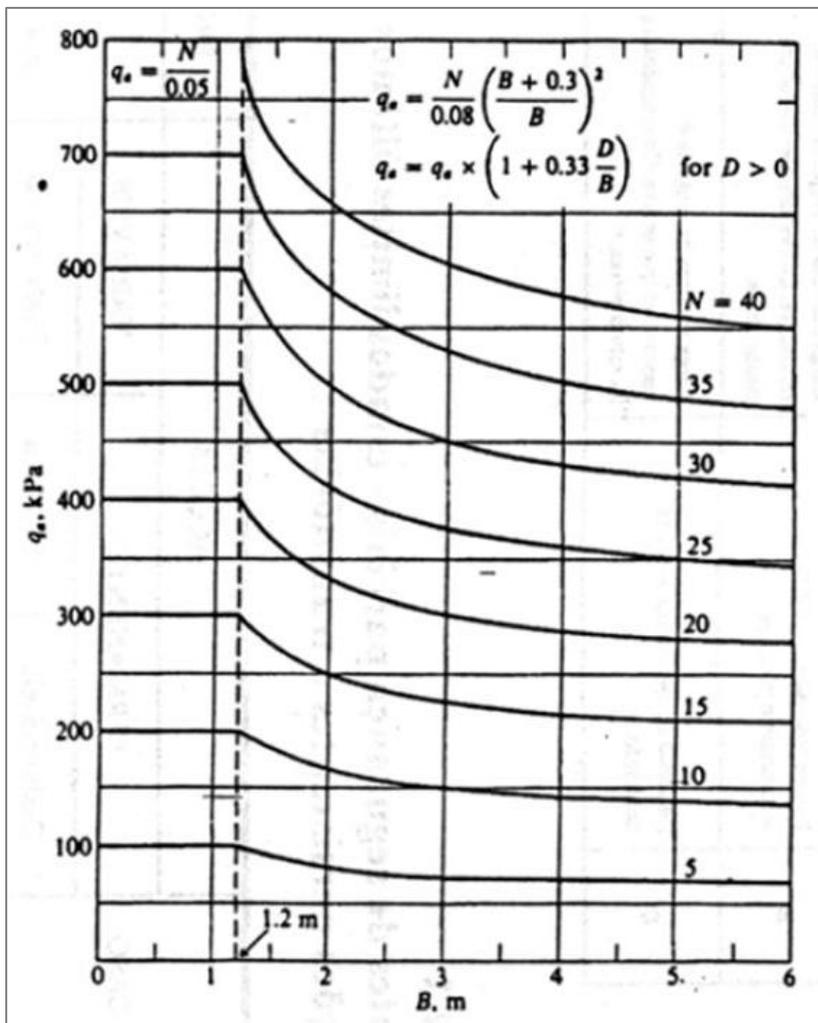


Figura 39 - Estimativa da capacidade de carga do solo
 Fonte: Terzaghi e Peck (1967)

Analisando os resultados apresentados no relatório de sondagem, percebe-se que até uma profundidade de cerca de 2,50m (local aproximado do assentamento da fundação) o solo é constituído por fragmentos de metralha, areia fina a média, pouco compacta e de cor cinza escuro.

Pelos resultados obtidos a resistência média à penetração nos furos variou entre 4 a 6 golpes até a profundidade de 3 m, o que corresponderá a uma tensão resistente para o solo da ordem dos 100 kPa (aproximadamente igual a 1 kg/cm^2) se for admitido que as sapatas de fundação têm dimensões inferiores a 1,2 m, conforme se pode calcular pelo gráfico da Figura 39.

O nível freático encontra-se a 0,75 m de profundidade, indicando que a sapata corrida está submersa e que os blocos da estrutura do embasamento estavam em contato direto com a água.

3.4.2 –Inspeção na Superestrutura

A partir da laje do Piso0, todas as paredes estruturais foram construídas com os mesmos blocos dispostos com oito furos na horizontal, mas assentados com a face de menor espessura, cerca de 90 mm, conforme relatos de moradores locais que dizem ser prática corrente usada na região, ver Figura 40a. Apenas nos umbrais e nos vãos das paredes é possível observar o intercalamento da disposição dos tijolos, sendo que alguns estão dispostos com os furos na vertical, como mostrado na Figura 40b.

As espessuras das juntas, seja nas horizontais ou verticais, variaram entre 20 mm e 30 mm. As paredes exteriores têm uma argamassa de revestimento que em alguns casos apresenta espessura de 60 mm. A espessura do revestimento nas paredes internas variou entre 20 mm e 25 mm. Neste caso a largura das paredes internas tinham entre 130 mm e 150 mm no total, conforme indicado na Figura 40c. Cabe destacar que na simulação numérica foi utilizada a espessura de 150 mm para as paredes do pavimento tipo.



Figura 40– Inspeção das paredes acima do Piso0

Em relação ao piso dos pavimentos, estes são constituídos por um conjunto de lajes pré-moldadas com vigotas em concreto armado e blocos em concreto entre elas. As lajes tinham uma altura de 150 mm e umacamada em concreto com aproximadamente 50 mm de espessura.As vigotas apresentavam espaçamentoentre si de 450 mm. A pesquisa em algumas lajes, vista na Figura 41, indicou que elas estavam orientadas segundo o seu menor vão.



Figura 41– Inspeção da laje de piso

Quanto às anomalias estruturais, apenas se verificou que as fachadas foram alvo de uma intervenção recente para fechar fissuras no Piso0, conforme se poderá observar na Figura 42b. Também foram observadas fissuras difusas no Piso0, indicando problemas na estrutura.

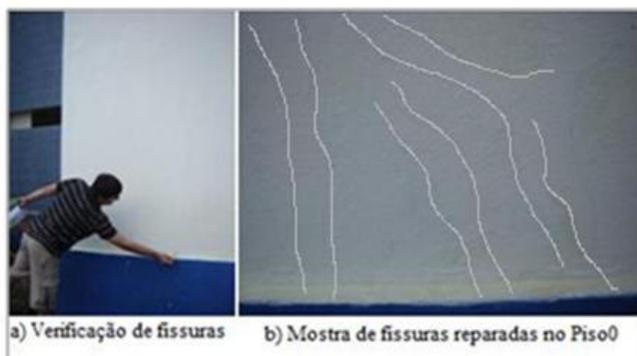


Figura 42– Inspeção e mostra de fissuras reparadas

3.5- Ensaio *in situ*no edifício

Ensaio não destrutivos e semidestrutivos *in situ* foram realizados no Bloco C e compreenderam ensaio dinâmico, uso de macacos planos, emissão acústica e arrancamento de corpos de prova de argamassa. Nas seções seguintes são apresentados de forma detalhada os ensaios realizados e os resultados obtidos.

3.5.1 – Ensaio dinâmico

A identificação dinâmica ou identificação modal é uma ferramenta que combina técnicas experimentais com métodos analíticos para determinar as propriedades dinâmicas das estruturas (frequências naturais, modos de vibração e coeficientes de amortecimento). A identificação modal é frequentemente usada na inspeção e diagnóstico de estruturas, com particular interesse quando se pretende estudar comportamento face a ações dinâmicas, como é o caso da ação sísmica, ou quando se pretende de uma forma não destrutiva conhecer a rigidez da estrutura.

Para estimar os parâmetros modais existem técnicas avançadas de identificação *output-only*. Nestas técnicas, apenas se mede com sensores altamente sensíveis a resposta dinâmica das estruturas (por exemplo acelerações) sem provocar uma excitação artificial. Neste caso, a excitação é a natural ou ambiente, provocada pela ação do vento, tráfego automóvel ou até das vibrações induzidas pela própria utilização das estruturas.

Dessa forma, a excitação não é medida mas é considerada como um ruído branco. A robustez dos resultados, a não obrigatoriedade de parar a utilização da estrutura e a economia da sua execução, fazem com que as técnicas de identificação *output-only* sejam frequentemente utilizadas para analisar estruturas de grande porte, tais como pontes e edifícios de grande altura.

Quando as propriedades modais são conhecidas, é possível calibrar um modelo numérico (modelo de elementos finitos), através de um processo chamado otimização numérica. Uma vez calibrado, o modelo poderá ser usado para a análise da segurança ou para comparar várias condições, a

fim de se identificar possíveis alterações estruturais, como por exemplo a detecção de dano estrutural.

No caso dos edifício em caixão, conhecida a sua geometria é possível calibrar um modelo de elementos finitos para posteriores análises com os seguintes fins:

- Localizar zonas com potenciais anomalias estruturais;
- Avaliar qualitativamente a constituição da estrutura através da correlação direta com os resultados de outros possíveis ensaios, tais como os ensaios com macacos planos e os ensaios laboratoriais;
- Determinar para diferentes níveis de excitação os coeficientes dinâmicos da estrutura;
- Averiguar as condições de fronteira da estrutura; e,
- Determinar a rigidez da estrutura.

3.5.1.1 – Descrição da execução do ensaio dinâmico

Considerando-se que o ensaio de identificação modal foi efetuado de forma a se obter os parâmetros dinâmicos (modos de vibração, frequências naturais e coeficientes de amortecimento), com frequências espectáveis compreendidas no intervalo de 2Hz a 10Hz, a resposta dinâmica foi medida em três pisos e segundo as direções ortogonais no plano horizontal da estrutura, conforme se ilustra na Figura 43. Desse modo, foram apenas identificados os modos com componentes modais horizontais, tais como os modos de flexão e torção.

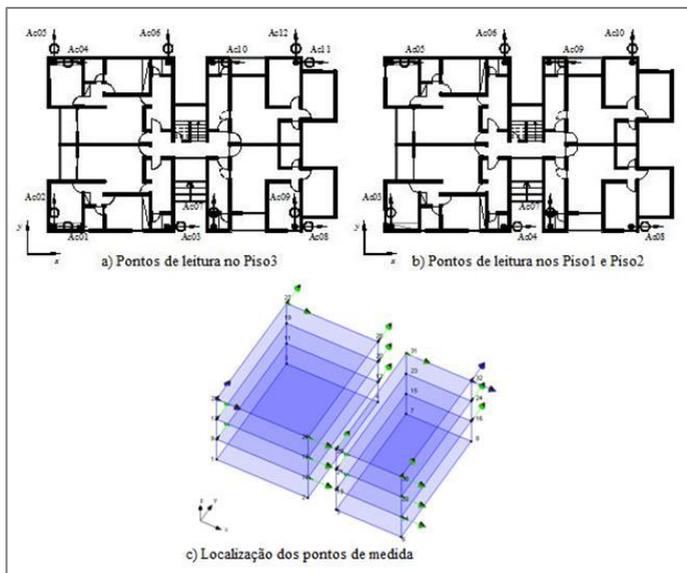


Figura 43– Localização dos pontos de leitura do ensaio dinâmico

Na Figura 43c pode-se observar as setas em azul que indica a posição dos sensores de referência enquanto que as setas verdes estão relacionadas com os sensores móveis.

Para medir a resposta dinâmica foram utilizados acelerômetros com uma sensibilidade de 10V/g (g é a aceleração da gravidade igual a 9.81 m/s^2) e uma resolução de $7\mu\text{g}$ indicada nas Figuras 44a e 44c, ligados a um sistema de aquisição de dados composto por um digitalizador de sinais analógicos de 16 bit, com filtros *anti-aliasing* e com controle da largura da banda de digitalização. O sistema de aquisição de dados estava ligado por cabo USB a um computador portátil para o armazenamento de dados, comovisto na Figura 44d. Osensores foram parafusados ao piso de modo a registrar-se as vibrações na estrutura e evitar a introdução de ruídos.



Figura 44– Sensores dinâmicos

Os ensaios dinâmicos foram realizados sem excitação artificial, ou seja mediram-se apenas microvibrações provocadas pela excitação natural da estrutura (vento, tráfego automóvel e ruído introduzido pelas pessoas), da ordem de um milésimo da aceleração da gravidade. Dado o tipo de excitação utilizada (ruído branco), registaram-se as acelerações durante um período de 8 minutos e 20 segundos (500 segundos). A frequência de amostragem foi de 200 Hz.

Para além da resposta dinâmica da estrutura, foram também registados os parâmetros ambientais ao longo dos ensaios dinâmicos. A temperatura e a umidade relativa do ar foram medidos através de uma estação meteorológica colocada no interior da estrutura mas junto a um vão aberto (ver Figura 45a). Os resultados obtidos para o período de ensaios estão apresentados na Figura 45b. A temperatura variou de 23,7 °Ca 28,0°C, enquanto a umidade relativa do ar variou entre os 60,9% e 87,8%. Dado que não se verificaram alterações bruscas nos parâmetros

ambientais, é de esperar que a resposta dinâmica da estrutura não seja sensível a estes parâmetros.



Figura 45– Leitor e resultados da variação da temperatura e umidade

3.5.1.2 – Análise dos resultados

Para o processamento dos dados utilizou-se o método estocástico por subespaços, também designado por Stochastic Subspace Identification (SSI) method (Peeters, 2000), disponível do software ARTeMIS Extractor (SVS, 2009).

A título de exemplo dos sinais registados nos sensores de aceleração, apresenta-se nas Figuras 46, 47 e 48 os valores das acelerações na direcção y , medidos no mesmo ponto em planta mas nos diferentes pisos. Conforme se pode observar, o sinal da excitação ambiente tem uma distribuição do tempo do tipo ruído branco, com um valor máximo de 0,8mg.

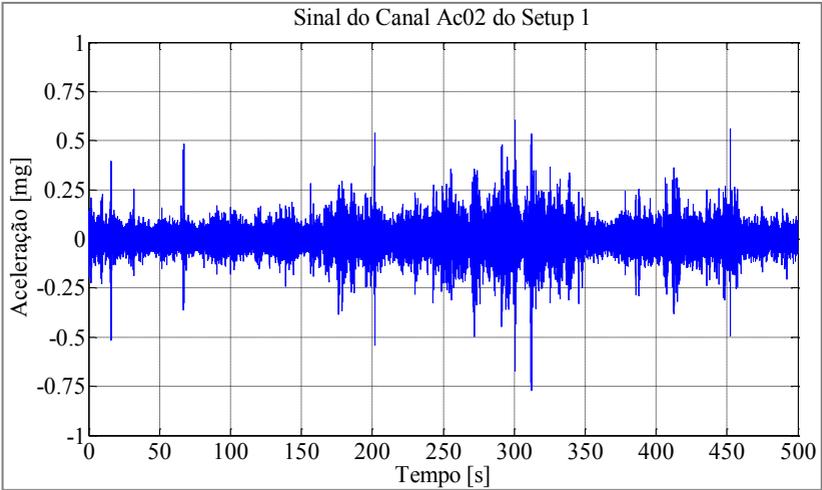


Figura 46 – Sinal do segundo canal do *setup 1* no Piso3

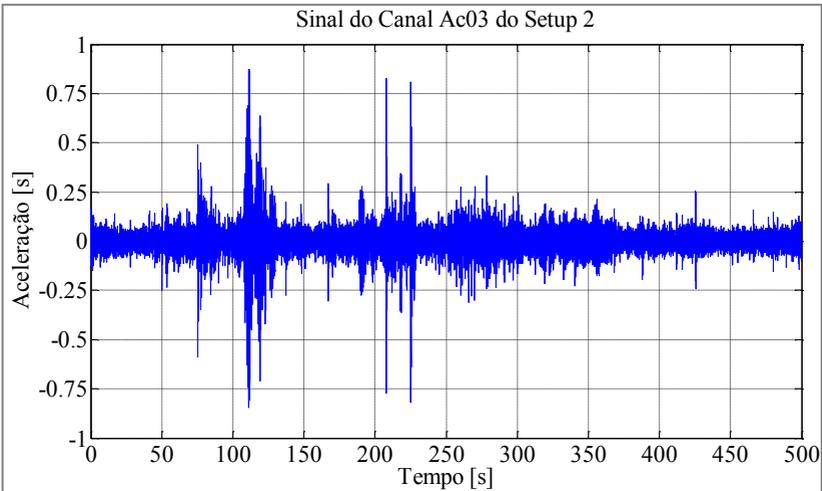
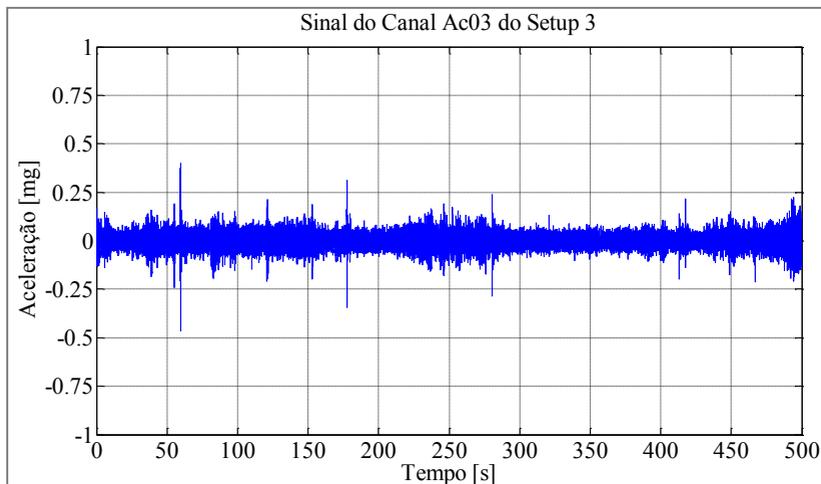


Figura 47 – Sinal do terceiro canal do *setup 2* no Piso2

Figura 48 –Sinal do terceiro canal do *setup 3* no Piso2

Nas Figuras 49, 50 e 51 apresentam-se os resultados da identificação modal com o método SSI, em termos do diagrama de estabilização de polos (frequências) para os três *setups* realizados. Em todas as figuras é possível observar a existência de polos estabilizados entre os 4 e os 9 Hz. Na Figura 52 apresenta-se os polos estabilizados selecionados de cada *setup* e a respectiva ligação entre *setups*, conduzindo às frequências de vibração e aos coeficientes de amortecimento apresentadas na Tabela 6. Os quatro primeiros modos de vibração estão apresentados na Figura 53.

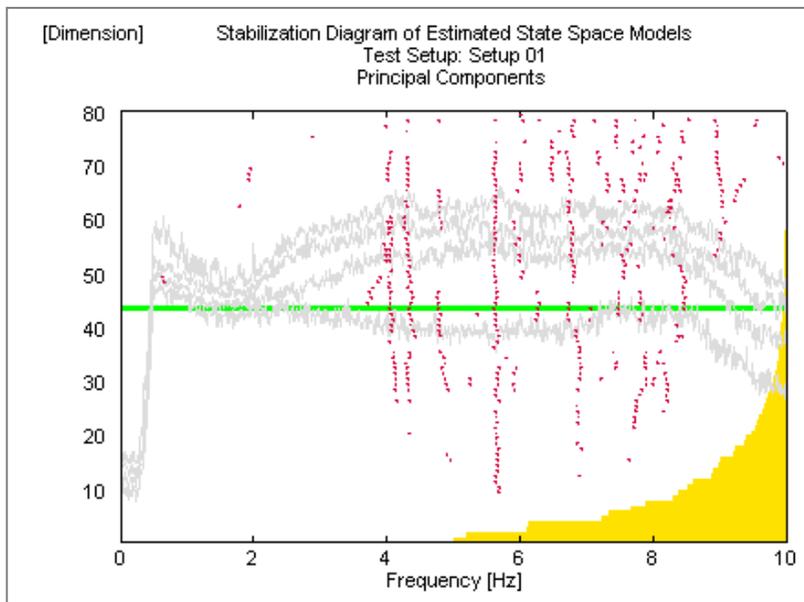


Figura 49 – Diagrama de estabilização para *osetup1*

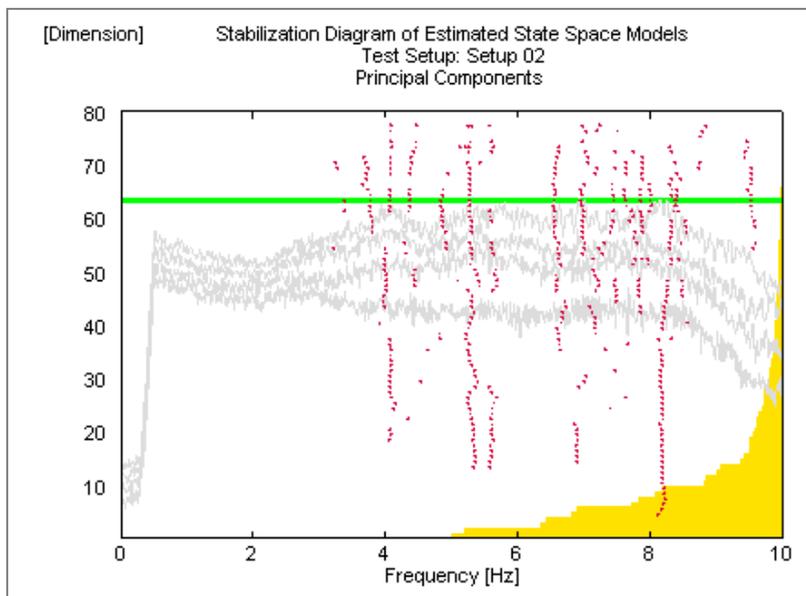


Figura 50– Diagrama de estabilização para o *setup2*

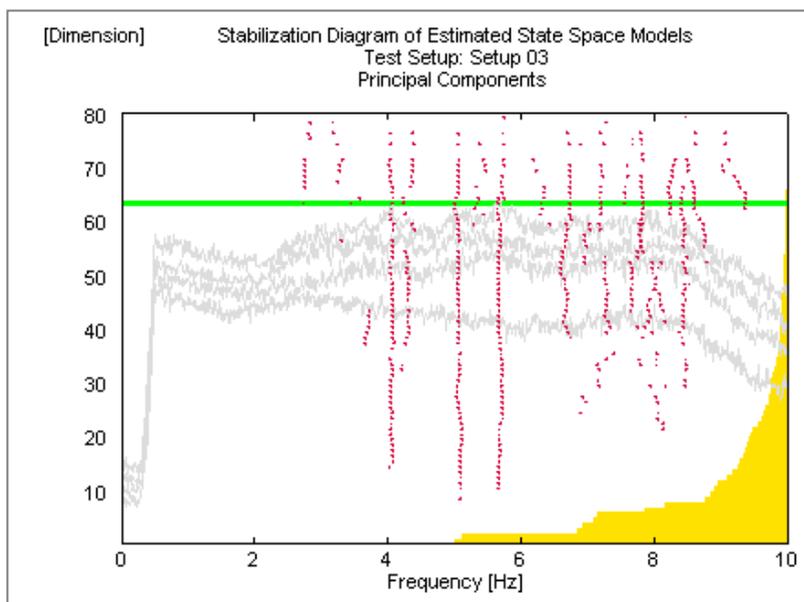


Figura 51– Diagrama de estabilização para o *setup3*

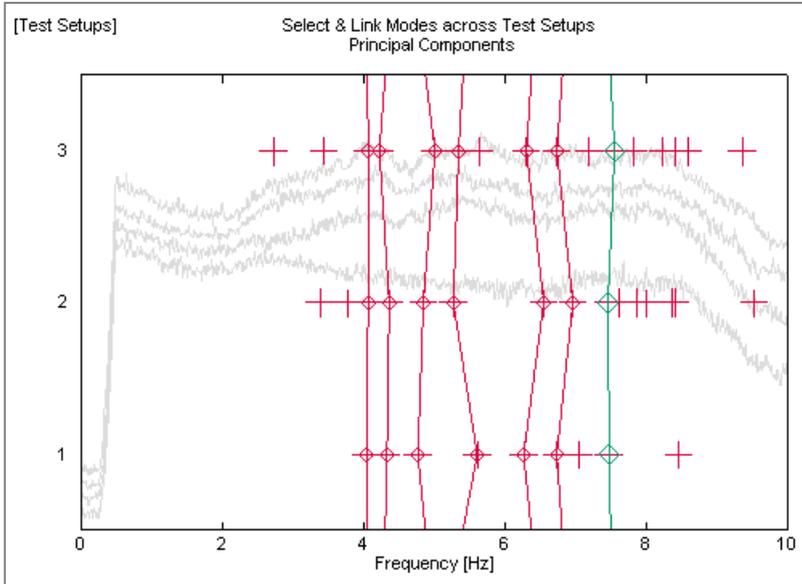


Figura 52 – Seleção de polos entre os diferentes *setups*

Tabela 6 – Resultados experimentais do ensaio dinâmico

Modos	Frequência [Hz]		Amortecimento [%]		Comentário
	ω	σ_ω	ξ	σ_ξ	
1	4.06	0.01	2.76	2.30	Flexão segundo y
2	4.31	0.07	3.78	0.60	Flexão segundo x
3	4.88	0.12	1.67	0.69	Flexão segundo x
4	5.42	0.18	3.27	0.49	Componente de torção
5	6.38	0.15	2.05	1.84	Componente de torção
6	6.82	0.13	2.33	1.69	Componente de torção
7	7.50	0.05	3.01	1.52	Flexão e torção

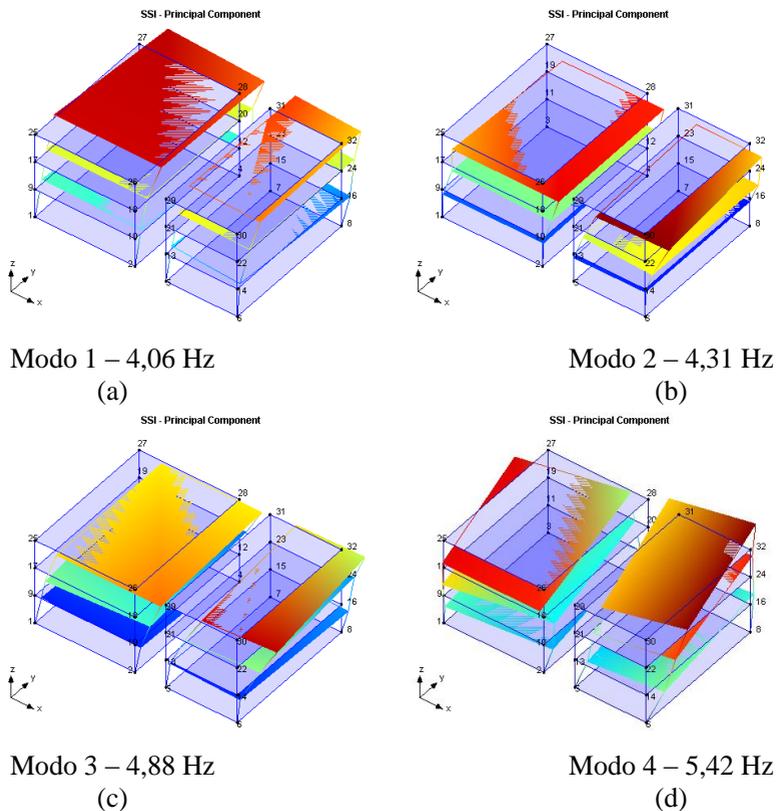


Figura 53 – Modos de vibração para a excitação ambiente

Na Figura 53 estão indicados os modos de vibração para excitação ambiente. A primeira frequência natural verificou-se aos 4,06 Hz mostrada na Figura 53a e foi segundo a direção y. O segundo e o terceiro modo têm direções perpendiculares ao primeiro, com frequências de 4,31 e 4,88 Hz (ver Figuras 53b e 53c), respectivamente. Os modos restantes tiveram componentes de torção, observando-se que as frequências variaram entre 5,44 a 7,50 Hz. O desvio padrão σ_{ω} das frequências entre os vários setups foi reduzido, sendo o coeficiente de variação médio inferior a 2%, o que indica uma boa estimativa para os valores das frequências naturais.

Quanto aos coeficientes de amortecimento, os valores obtidos apresentam alguma variabilidade, mas poder-se-á considerar que a estrutura apresenta um coeficiente de amortecimento próximo dos 2,7%.

3.5.2 – Ensaio com macacos planos

3.5.2.1 – Procedimento e local do ensaio no edifício

O ensaio com macacos planos é um ensaio semidestruutivo para avaliar *in situ* o estado de tensão ou as características mecânicas (módulo de elasticidade e resistência) de paredes de alvenaria. O ensaio baseia-se na libertação do estado de tensão, através da realização de um ou dois entalhes (rasgos) profundos na parede, seguida de aplicação de cargas através de macacos planos de pequena área e espessura, inseridos nos entalhes, conforme se observou nas Figuras 17 e 18, apresentadas no item 2.2.

O equipamento de ensaio foi composto por três macacos planos, uma bomba de pressão, um comparador de fissuras, um notebook e transdutores para medir deslocamentos e o nível de pressão do óleo no interior dos macacos. Para uma melhor compreensão sobre os equipamentos que fizeram parte do ensaio ver Figura 16 do item 2.2.

Com a aplicação de níveis de pressão crescentes, com ciclos de carga e descarga, é possível determinar a relação tensão-deformação e estimar o módulo de elasticidade do material. Sempre que a tensão de ruptura do material for inferior à tensão máxima admitida pelos macacos planos e o nível de dano provocado pelo ensaio for aceitável, a tensão resistente do material pode ser também determinada.

Na realização dos ensaios de macacos planos assumiu-se que as tensões instaladas nas paredes são de compressão, o material em volta da zona de ensaio é homogêneo, a alvenaria deforma-se simetricamente à volta do entalhe, o estado de tensão em volta do entalhe é uniforme, o nível de tensão aplicados nos macacos são uniformes e os valores de tensão permitem que o material alvenaria se comporte em regime elástico.

No caso do Bloco B do Conjunto Residencial Sevilha foram realizados três ensaios com macacos planos (ensaio A, B e C), tendo-se adotado diferentes procedimentos de ensaios em função do tipo de resultados obtidos ao longo do ensaio. Na execução dos ensaios, levou-se em consideração as normas ASTM C1196-04 (2004) e ASTM C1197-04 (2004) e as recomendações da RILEM, LUM.D.2 (1990) e LUM.D.3 (1990).

Os dois primeiros ensaios com macacos planos foram realizados nas duas paredes mais carregadas no Piso0, enquanto o ensaio C foi realizado no Piso2. A Figura 54 mostra a localização dos ensaios e a orientação das lajes pré-moldadas, já a Figura 55 mostra a posição dos macacos em elevação, sendo que aranhura inferior ficou aproximadamente a 1 m a partir da laje de piso.

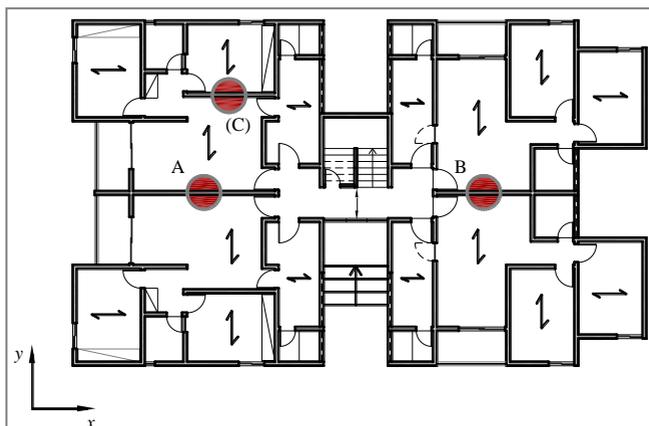


Figura 54—Localização em planta dos macacos planos

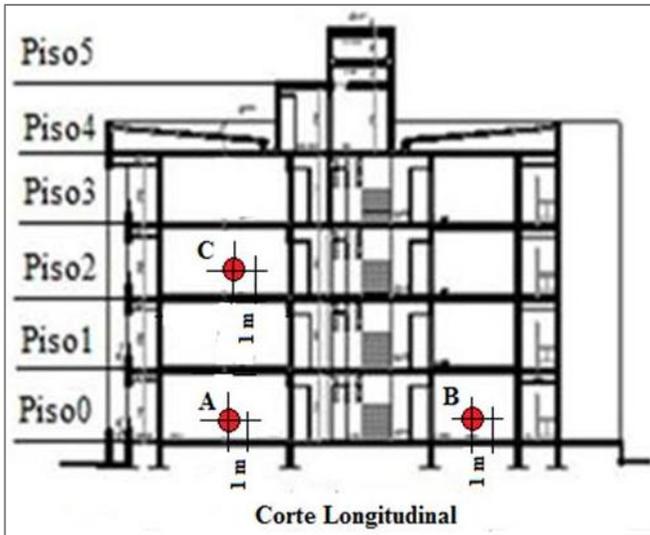


Figura 55–Localização em elevação dos macacos planos

Embora fossem seguidas as normas e as recomendações para a execução dos ensaios, no caso dos ensaios A e B ocorreram dificuldades com a sua execução, nomeadamente com a transmissão das cargas do macaco plano para a parede de alvenaria. As dificuldades ocorridas deveram-se ao tipo de parede em estudo, especificamente ao funcionamento estrutural que se diferencia das paredes com tijolos maciços ou pedra.

A seguir, são descritos os três ensaios realizados, incluindo as dificuldades encontradas nos dois primeiros ensaios que ajudam a interpretar o comportamento estrutural local das paredes em estudo.

3.5.2.2 – Ensaio A

Para abertura das ranhuras dos ensaios A, B e C foi utilizada uma cortadora disco e a gasolina e uma furadeira elétrica, conforme pode-se observar nas Figuras 56a e 56b. A primeira etapa consistiu em realizar ranhura vertical na parede para retirada do revestimento e descobrir as juntas de argamassa.

Na etapa seguinte, delimitou-se a posição do macaco fazendo com que a ranhura horizontal fosse coincidente com o plano médio da junta

de argamassa e que a largura fosse a mais próxima possível da espessura do macaco (4,2mm), de tal forma que o macaco se ajustasse perfeitamente a ranhura sem a necessidade de introduzir chapas auxiliares de ajuste (ver Figura 56c). O macaco usado tinha dimensões em planta iguais a 400mm×80mm.



Figura 56– Execução da ranhura para os ensaios: (a) abertura inicial com a cortadora a disco; (b) aperfeiçoamento da ranhura com uma furadeira eléctrica; e (c) introdução do macaco plano

As miras para as leituras foram coladas no reboco antes da abertura da ranhura horizontal, distanciadas entre si cerca de 100mm na vertical e na

horizontal (ver Figura 57a). Para a colagem das miras foi utilizada uma cola epoxí de secagem rápida. Após a secagem da cola, procedeu-se à primeira leitura das distâncias entre as três posições das miras, utilizando-se para tal um comparador de fissuras com uma precisão real de dois milésimos de milímetro.

Miras para fixação do comparador de fissuras

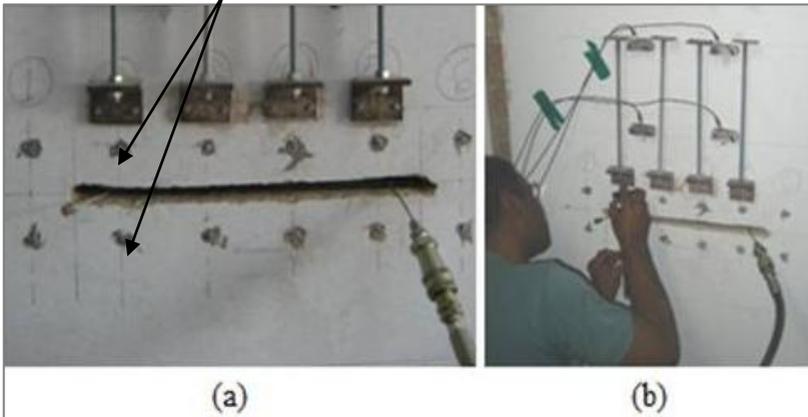


Figura 57 – Técnica do ensaio A com macaco plano: (a) macaco introduzido na ranhura; e (b) leitura das distâncias entre dois pontos na posição 2

Após a abertura da ranhura e antes de se proceder ao ensaio propriamente dito, realizou-se o ajuste inicial do macaco à ranhura com a aplicação de uma pressão equivalente a 50% da tensão esperada (σ_{esp}), sendo que para o cálculo da tensão esperada (σ_{esp}) considerou-se os seguintes valores:

- Reação das lajes premoldadas nas paredes igual a $2,5 \text{ kN/m}^2$;
- Peso dos revestimentos igual a $1,0 \text{ kN/m}^2$;
- Peso das paredes de alvenaria com 130 mm de largura igual a $2,3 \text{ kN/m}^2$;
- Lado da laje que apoia na parede igual a 2,9m;
- Altura da parede entre pisos igual a 2,6 m; e,
- Número de pisos igual a 4.

Dessa forma, o valor da tensão esperada (σ_{esp}) na parede ensaiada no Piso 0 está indicado na equação 39:

$$\sigma_{esp} = \frac{((2,5+1) \times 2,9 \times 4) + (2,3 \times 2,6 \times 4)}{0,13} = 496,31 \frac{kN}{m^2} \cong 0,50 MPa \quad (39)$$

Foram então realizados incrementos de pressão, sendo dois deles abaixo da tensão esperada de 0,5MPa e cinco acima. Salienta-se que não foi possível aplicar níveis de pressão superiores pelo fato da parede ter entrado em ruptura local, conforme se descreverá mais adiante. Em cada incremento fez-se o registo de 3 leituras consecutivas da distância entre as miras de cada posição. Os valores da tensão na parede (σ) foram calculados pela equação 4 apresentada no item 2.2:

$$\sigma = k_m \cdot k_a \cdot p_b \quad (4)$$

Onde K_m é o fator de calibração do macacoplano, considerado igual a 0,84; K_a é a razão entre a área do macaco-plano e a área média da ranhura, neste caso tomada igual ao quociente entre da largura do macaco (80 mm) e a largura da parede (130 mm), sendo K_a igual a 0,62; p_b foi a pressão medida no sistema hidráulico.

Para uma melhor visualização externa são mostradas na Figura 58, a parede sem revestimento, a posição longitudinal do macaco plano inserido na parede, as miras de leitura e das juntas verticais e horizontais.

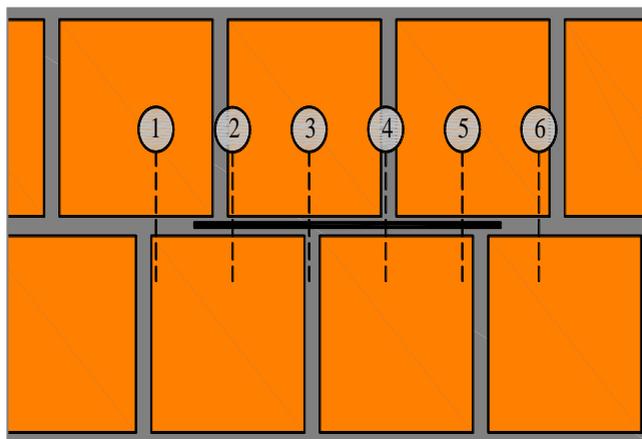


Figura 58 – Ensaio A: vista longitudinal da posição do macaco plano, das miras de leitura e das juntas horizontais e verticais

Na Figura 59 apresenta-se o corte transversal da parede e a configuração do ensaio, onde é possível observar o revestimento da parede e as faces de contato do macaco plano com argamassa de assentamento. Porém, existiram ensaios em que a espessura da junta era irregular ou menor, neste caso o contato ocorreu praticamente na face do bloco.

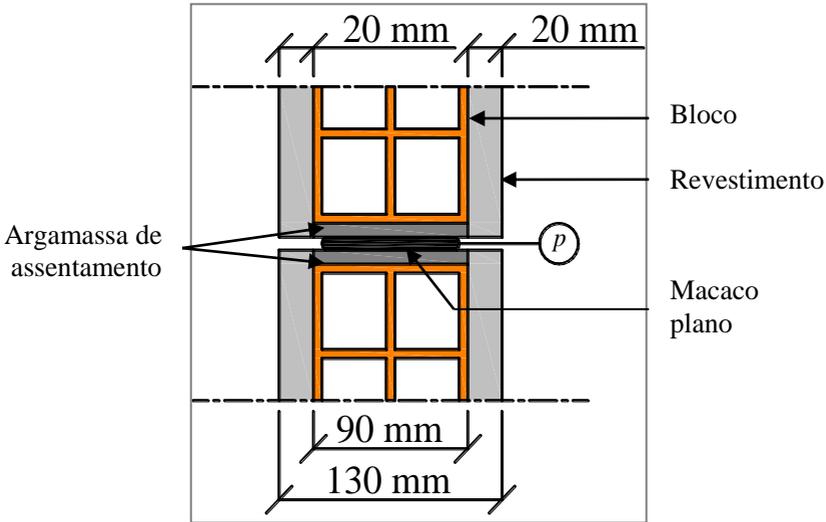


Figura 59 – Ensaio A: corte transversal da parede com revestimento e a inserção do macaco plano

A Figura 60 apresenta os resultados obtidos com o ensaio A. Tomando como referência os resultados indicados para as posições (fiadas) de 2 a 5, o nível de tensão estimado na parede é cerca de 0,31 MPa, o que representa aproximadamente 2/3 da tensão inicialmente estimada para a parede.

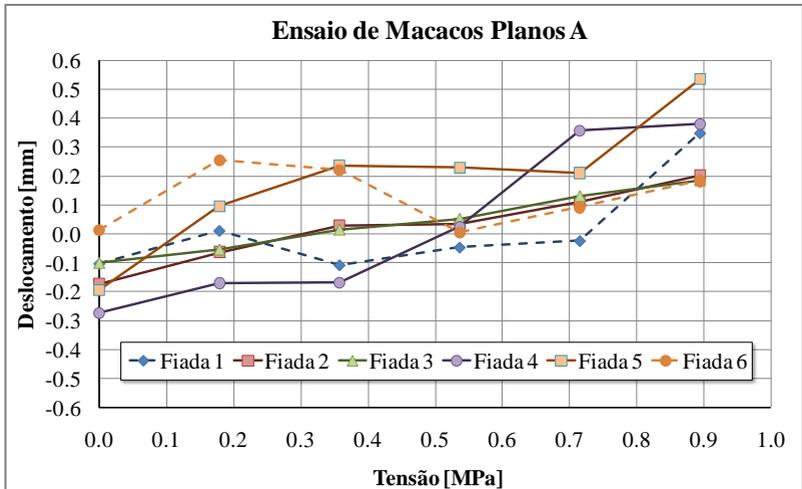


Figura 60 – Gráficos do ensaio A com macacos planos

Na Figura 61 apresentam-se imagens do modo de ruptura local dos blocos. Observando as duas primeiras figuras é possível verificar a ocorrência de destacamento do revestimento na parte inferior da ranhura para fora do plano da parede. Esse destacamento do revestimento ocorreu por ruptura de corte dos septos horizontais dos blocos mais próximos do macaco plano, conforme se pode observar nas Figuras 61c, 61d e 61e. Porém, nas zonas das juntas verticais não se observou qualquer fissura nas argamassas. Salienta-se também que o macaco ficou excessivamente deformado no final do ensaio, sendo possível observar a localização de uma junta vertical e dos septos verticais dos blocos na Figura 61f.

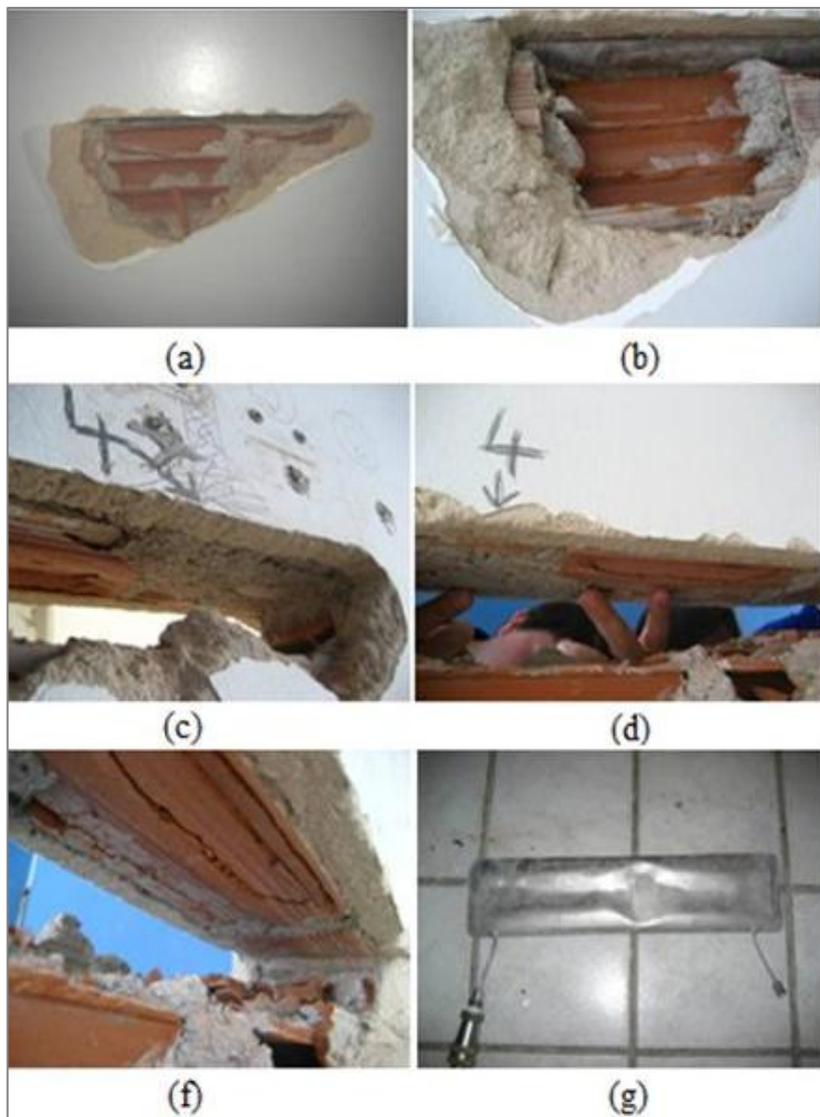


Figura61 –Ruptura local dos blocos cerâmicos: (a) e (b) detalhado reboco que se desprende da parede; (c),(d) e (f)Particularidadeda ruptura na face de contato do bloco com o macaco; e (g) observa-se o macaco bastante deformado.

Dado que a configuração de ensaio não introduziu uma tensão uniforme na superfície da parede, devido à fragilidade dos septos horizontais dos blocos cerâmicos, os resultados obtidos por estes ensaios merecem reservas. Com o procedimento adotado verificou-se que ocorreram grandes dificuldades na transmissão das cargas do ensaio de macacos planos ao tipo de parede em estudo.

3.5.2.3 – Ensaio B

Para corrigir o problema descrito no ensaio A, procurou-se na execução do ensaio B remover a totalidade do revestimento na área do ensaio, conforme pode ser visto nas Figuras 62a e 62b, bem como retirar toda a argamassa de assentamento da junta horizontal contida na ranhura. O ajuste do macaco à área da ranhura fez-se por intermédio de chapas metálicas que tinha 100mm de largura, 100mm de comprimento e com 3 mm de espessura. Ao remover o revestimento em ambas as faces da parede verificou-se que os blocos eram de má qualidade, quer em termos de resistência ao choque com um ponteiro para remover o revestimento, quer em termos de regularidade na sua geometria.

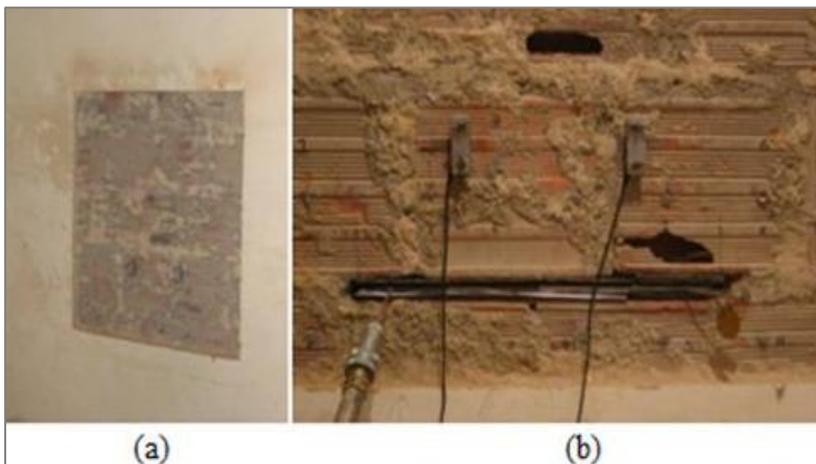


Figura 62 – Preparação do ensaio B com macaco plano: (a) remoção do reboco; e(b)ajuste do macaco com intermédio de chapas de interposição

No caso do ensaio B e para determinar as tensões (σ), o valor de k_a foi tomado igual a 0,88 que é o quociente entre a largura de contato do macaco e a largura dos blocos, considerando iguais o comprimento do ranhurae do macaco, ver Figura 63 e 64.

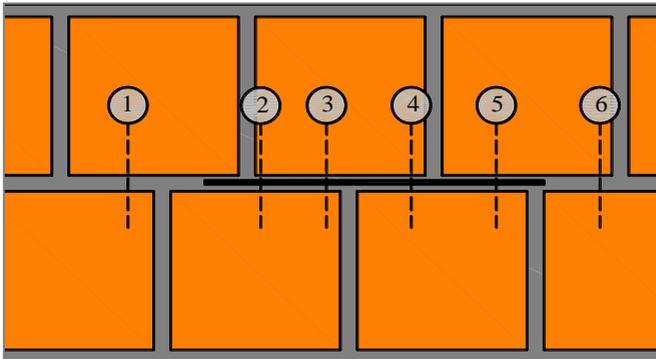


Figura 63 – Ensaio B: vista longitudinal da posição do macaco plano, das miras de leitura e das juntas horizontais e verticais

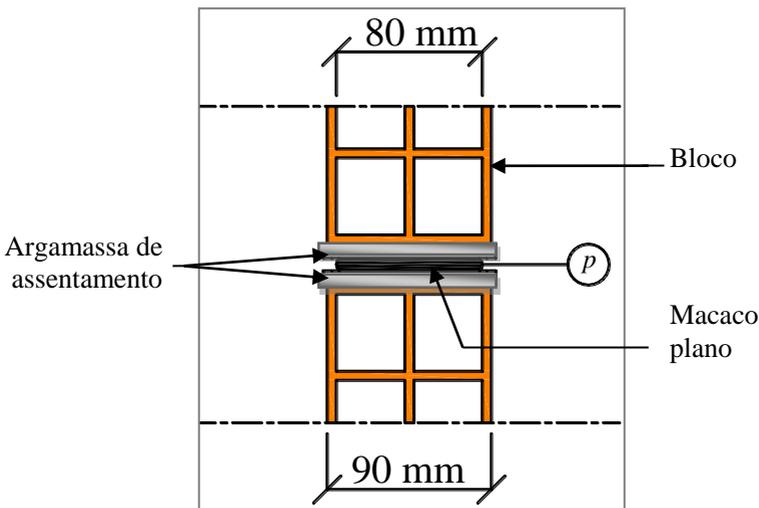


Figura 64– Ensaio B: corte transversal da parede sem revestimento e a inserção do macaco plano

Para o Ensaio B a tensão esperada era novamente de 0,5 MPa, mas ao longo do ensaio verificou-se que a transmissão da pressão do macaco para a parede de bloco não se efetuou de uma forma uniforme, conforme se pode observar pelos resultados apresentados na Figura 65.

Considerando a evolução dos deslocamentos nas posições (fiadas) 2 e 5, o valor da tensão instalada seria de 0,4 MPa, o que é um valor próximo da tensão esperada (σ_{esp}). Contudo, nota-se na Figura 65 que as posições (fiadas) 3 e 4 não chegam a atingir as iniciais, indicando que a distribuição de tensões não é uniforme. As imagens apresentadas na Figura 66 permitem observar as dificuldades com o ajuste das chapas de interposição nas ranhuras, em decorrência da irregularidade dos blocos. Por esses fatos, decidiu-se terminar o ensaio, devendo os resultados serem interpretados com alguma reserva.

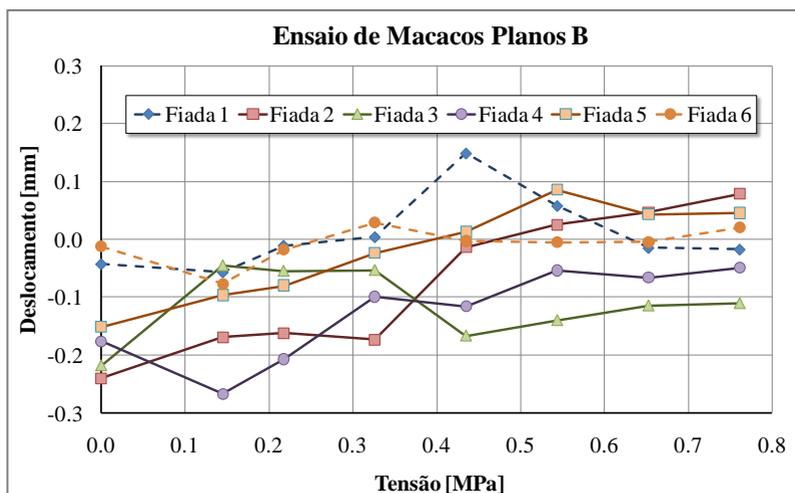


Figura 65 –Gráficos do Ensaio B com macacos planos



Figura 66 – Detalhe do mau contato entre as chapas de interposição e os blocos cerâmicos.

3.5.2.4 – Ensaio C

Numa tentativa de executar um ensaio duplo de macacos planos para estimar o módulo de elasticidade do material, realizou-se o ensaio C no Piso 2 do Bloco C, ver Figuras 54 e 55. Para tentar resolver o problema de transmissão de tensões entre o macaco e a face superior e inferior da ranhura, optou-se nesse ensaio por usar duas chapas de aço inoxidável com a mesma dimensão do macaco plano e com cerca de 5 mm de espessura. A ranhura foi executada na junta horizontal e sem remover a totalidade da argamassa.

A Figura 67a apresenta uma imagem das novas chapas de interposição e a Figura 67b ilustra o sistema hidráulico com bomba manual, que liga os dois macacos distanciados entre si de 660 mm e a localização das posições de leitura com as miras distanciadas entre si de 200 mm na vertical e 80 mm na horizontal, conforme nota-se nas Figuras 67, 68 e 69.

Ainda vê-se nas Figuras 67, 68 e 69 os eixos verticais e horizontais na parede e as ranhuras. O primeiro passo no Ensaio C consistiu em delimitar a área do ensaio, observando os critérios propostos pela EN 1052-1 (1999). Em seguida foram executadas as duas ranhuras verticais, depois marcados os eixos horizontais em função das juntas de argamassa e a posição para colocação das miras. Após a marcação dos

eixos na parede foram realizadas as ranhuras horizontais para inserção dos macacos planos.

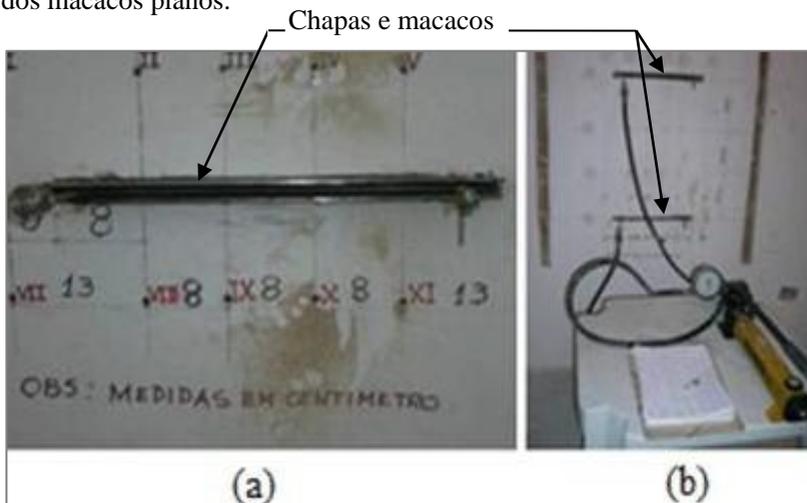


Figura 67 – Preparação do ensaio C com macacos planos: (a) ajuste do macaco por intermédio de chapas de interposição; e (b) detalhe do sistema hidráulico ligado aos dois macacos

O quociente entre as áreas de contacto dos macacos e as áreas das ranhuras foi considerado igual a $K_a = 0,62$, uma vez que a configuração do Ensaio B é a mesma do Ensaio A, observe as Figuras 53 e 54. O cálculo da tensão esperada (σ_{esp}) na parede é similar ao realizado no ensaio A, porém foram mantidos e introduzidos novos dados:

- Reação da laje premoldada na parede igual a $2,5 \text{ kN/m}^2$;
- Peso dos revestimentos igual a $1,0 \text{ kN/m}^2$;
- Peso das paredes de alvenaria com 130 mm de largura igual a $2,3 \text{ kN/m}^2$;
- Lado da laje que apoia a parede igual a 2,9 m;
- Altura da parede entre pisos igual a 2,6 m; e,
- Número de pisos igual a 2.

A determinação do valor da tensão esperada (σ_{esp}) na parede ensaiada no Piso 2 foi obtida através da equação 40:

$$\sigma_{esp} = \frac{((2,5+1) \times 2,9 \times 2) + (2,3 \times 2,6 \times 2)}{0,13} = 248,15 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \cong 0,25 \text{ MPa} \quad (40)$$

A Figura 68 apresenta-se a configuração das miras e as distâncias adotadas para medir as deformações e, na Figura 69 um detalhe da execução do ensaio durante as leituras das deformações.

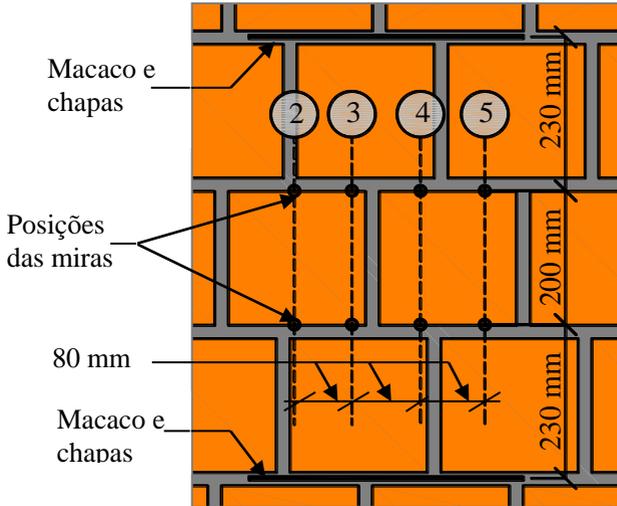


Figura 68 – Ensaio C: vista longitudinal da posição dos macacos planos e chapas, das miras de leitura e das juntas horizontais e verticais.



Figura 69 – Ensaio C: leitura da deformação

Na Figura 70 tem-se o diagrama tensão-deformação do ensaio realizado. Na fase inicial é possível observar o ajuste dos macacos até a uma tensão de 0,20 MPa. Depois segue-se um ramo linear para todas as posições de miras até a tensão de 0,40 MPa e uma deformação de 0,25%. Após o ramo linear o valor da tensão aumenta sem um aumento significativo da deformação até que se forma outro ramo linear. Este aparente endurecimento deve-se ao fato dos macacos planos terem excedido a tensão instalada na parede (cerca de $W/A=0,25\text{MPa}$) e de ocorrer um efeito de levantamento da parede uma vez que o peso da parede sobre os macacos não permite uma reação superior a essa carga, conforme a Figura 71.

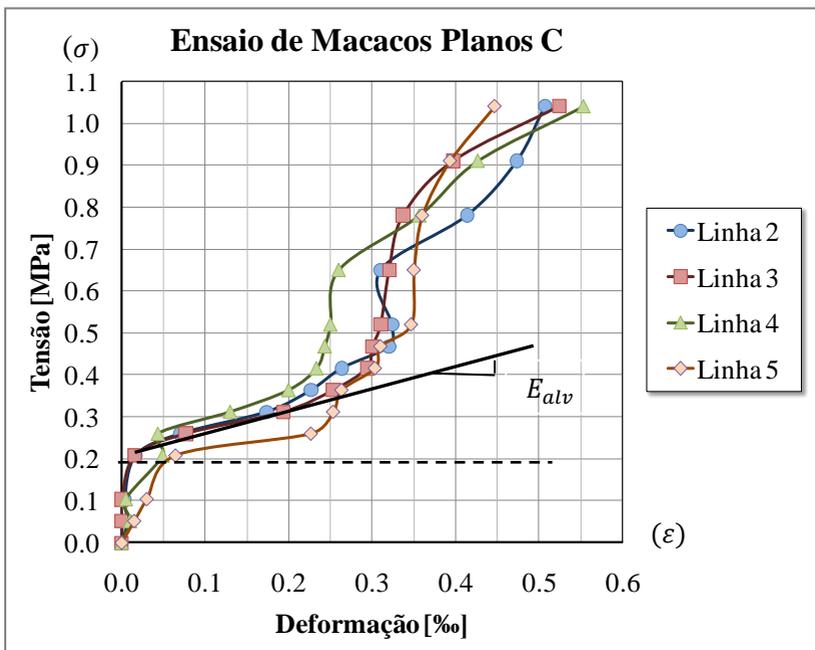


Figura 70 – Gráficos do ensaio C com macacos planos

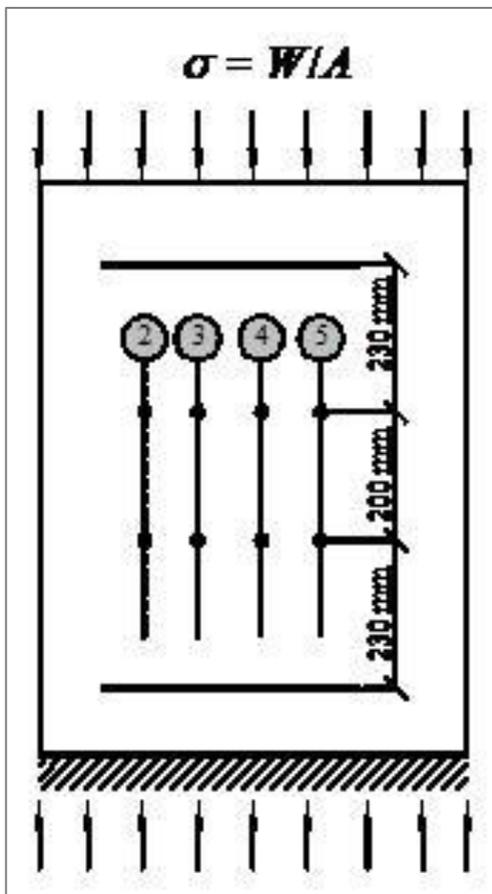


Figura 71 – Esquema de tensão na parede no ensaio duplo

Dessa forma, apenas o ramo linear a seguir ao ajuste inicial poderá ser usado para calcular o módulo de elasticidade da alvenaria (E_{alv}) da parede, cujo valor médio por ajuste de uma reta foi calculado igual a 800 MPa, tratando-se de um valor esperado para este tipo de material.

Ao final do ensaio C foi percebida a ruptura brusca dos blocos, além do surgimento de fissuras nos lados da ranhura horizontal superior, conforme pode ser notado na Figura 72. Após o aparecimento das fissuras não se conseguiu mais pressurizar o sistema hidráulico.



Figura 72 – Surgimento de fissuras no ensaio C

3.5.3 – Ensaio de emissão acústica

A técnica de ensaio com emissão acústica (EA) é uma técnica não-destrutiva que permite detectar e localizar danos estruturais no momento da sua ocorrência. As emissões acústicas são ondas sonoras de alta frequência emitidas durante de a redistribuição de tensões internas nos materiais, causadas por alterações estruturais que originam a progressão de fissuras.

Quando o dano produz a progressão de microfissuras, as ondas sonoras de alta frequência são imperceptíveis ao ouvido humano, mas um sistema de aquisição de dados sensível permite registrar a sua ocorrência. Desta forma, é possível monitorizar uma estrutura para estudar a progressão das microfissuras antes delas formarem as maiores perceptíveis ao ouvido humano, sendo o dano detectado numa fase muito incipiente. Esta é a principal vantagem dos ensaios de emissão acústica (Verstryngge e outros, 2008).

No caso dos ensaios elaborados no Bloco C do Conjunto Residencial Sevilha, os ensaios de emissão acústica foram realizados com os seguintes objetivos:

- Detectar o nível de dano acumulado causado pelo peso próprio da estrutura em locais com níveis de tensão elevados e/ou com fendas visíveis; e,
- Detectar e localizar o dano acumulado durante a execução dos ensaios com os macacos planos.

3.5.3.1 – Descrição do equipamento de ensaio

Para a execução dos ensaios foi usado um equipamento com 4 sensores de emissão acústica, com uma gama de leitura de 250 a 700kHz e com picos de frequência de 375kHz, pré-amplificadores com um ganho de 34dB e um registrador de sinais ligado a um computador portátil, ver Figura 73.

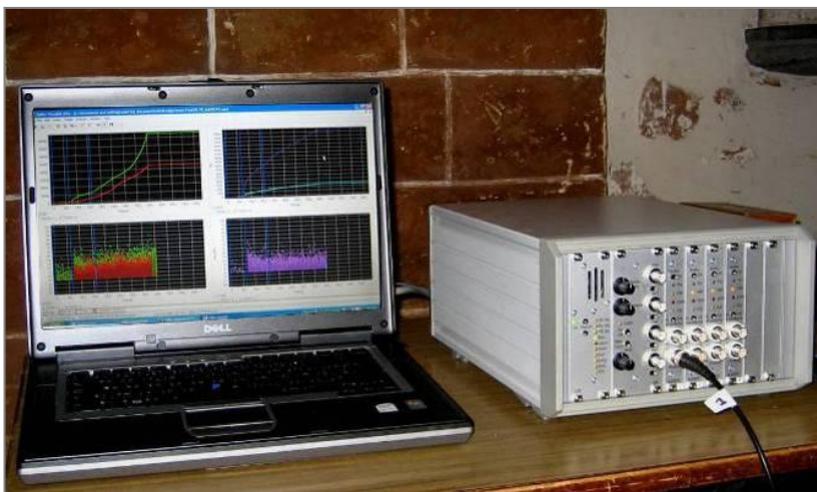


Figura 73 – Equipamentos usados no ensaio de emissão acústica (EA)

Os sensores foram fixados sobre os revestimentos através de um gel a vácuo, a fim de se criar uma boa conexão. A porosidade da superfície irregular dos tijolos obrigou a usar placas metálicas providas de um sistema de aperto dos sensores. As placas metálicas foram coladas com

uma cola epóxis nos blocos. Na Figura 74 são apresentados os dois tipos de fixação.

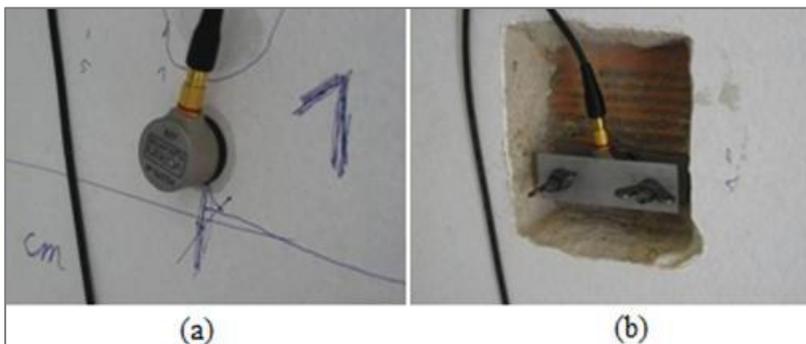


Figura 74 – Sensores de emissão acústica: (a) fixação através de um gel a vácuo; e (b) fixação com uma placa metálica colada na superfície do tijolo.

3.5.3.2 – Ensaio de calibração

Primeiramente o equipamento foi calibrado para o tipo de material usado na construção do Bloco C. Com isto, pretendeu-se averiguar a aplicabilidade do método para este tipo de alvenaria resistente (com e sem revestimento). Em seguida, verificou-se a máxima distância que uma fissura poderia ser detectada pelo sistema de medição através da emissão acústica e calculou-se a velocidade de propagação das ondas no material.

Foram realizados três ensaios de calibração. Durante os dois primeiros ensaios, os sensores foram dispostos linearmente numa parede, a uma distância de 20cm entre si. No primeiro ensaio os sensores foram fixados na superfície do revestimento, vistos na Figura 75a, enquanto no segundo ensaio dois foram fixados na superfície dos blocos cerâmicos, tendo-se para tal removido o revestimento (Figura 75b). No terceiro ensaio de calibração um sensor foi fixado no revestimento e uma emissão acústica foi simulada no bloco, tendo-se executado uma ranhura para ter acesso à superfície do bloco (Figura 76). Neste último ensaio pretendeu-se averiguar a transferência dos sinais entre o bloco e o revestimento.

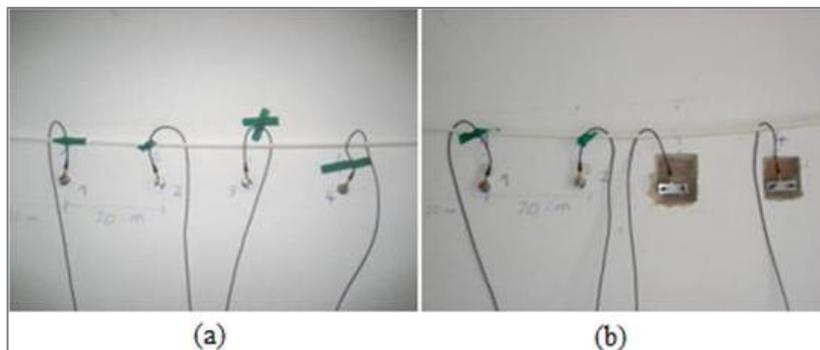


Figura 75 – Ensaio de calibração de EA: (a) sensores fixos no revestimento e (b) sensores fixos na superfície do bloco

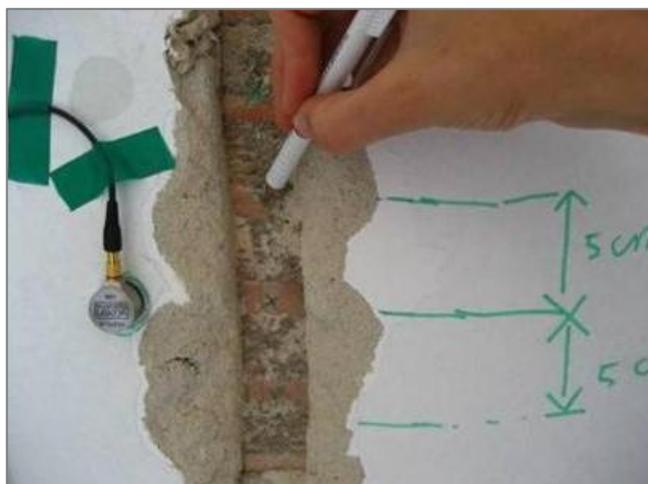


Figura 76 – Análise de sinais entre o bloco e revestimento

Durante os ensaios de emissão acústica um nível mínimo de registro igual a 34,3dB foi estabelecido. Dessa forma, apenas os sinais com amplitudes superiores são detectados, evitando-se a detecção de falsos alarmes ou de ruídos com baixas amplitudes. As calibrações foram efetuadas por duas vias: através de sinais enviados por um dos sensores aos restantes e por uma fonte de emissão acústica de altas frequências, por exemplo, a quebra de um grafite de carvão com 0,5mm de espessura de uma lapiseira mostrada na Figura 76.

Com os ensaios de calibração foi possível calcular as velocidades de propagação nos diferentes materiais. Na Tabela 7 estão apresentados os valores das velocidades. Salienta-se que as velocidades nos blocos apresentavam maior variabilidade em função da orientação dos furos dos blocos. As velocidades de propagação foram usadas para a localização das microfissuras.

Tabela 7 – Resultados da velocidade média de propagação

Meio	Velocidade [km/s]
Revestimento	1,40
Revestimento/bloco	0,81
Bloco	0,90

Com o primeiro ensaio de calibração foi possível verificar que o sistema de medição conseguia detectar as fissuras simuladas com a lapiseira a uma distância máxima de cerca de 250mm dos sensores, conforme se pode observar na Figura 77. Notam-se na figura os registos dos eventos (pontos verdes) com a indicação da distância entre a fonte emissora (ponta do lápis) e sensor acústico, e a indicação do nível mínimo de registo.

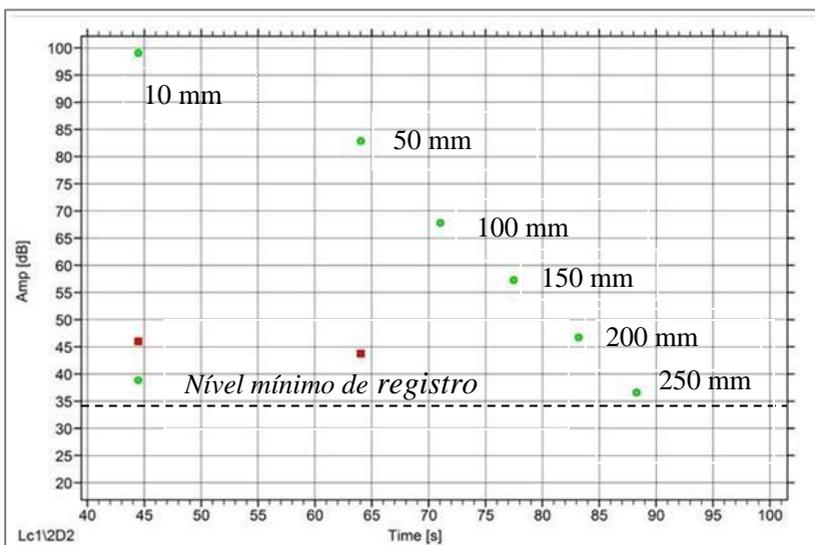


Figura 77 – Resultados do ensaio de calibração de EA

No caso do terceiro ensaio de calibração, para estudar a interface revestimento/bloco, foi possível detectar as fissuras apenas a uma distância máxima entre 100 a 150mm.

3.5.3.3 – Ensaio de dano acumulado

Na tentativa de se averiguar a ocorrência de fissuras nas paredes de embasamento do Bloco C, foram realizados ensaios de dano acumulado na janela de inspeção B (ver Figuras 35 e 78a). As emissões acústicas foram medidas na superfície dos blocos cerâmicos, tendo sido removidas as argamassas de reboco. Ao se remover as argamassas, foi possível verificar a má qualidade dos blocos e os furos de alguns apresentavam parcialmente preenchidos com argamassa, conforme se pode observar na Figura 78b.



Figura 78 – Ensaio de dano acumulado através de EA: (a) localização dos pontos de leitura para os ensaios de dano acumulado; e (b) má qualidade dos tijolos

Os ensaios foram realizados durante cerca de 45 minutos, tendo-se usado dois sensores para captar ossinais. Para não serem registradas falsas emissões, o ensaio de EA ocorreu em completo silêncio e foi solicitado que no edifício não fosse realizada qualquer atividade, desde inspeção a qualquer outros ensaios. Neste ponto salienta-se que não foi possível medir durante um período maior pelo fato de no edifício estarem a decorrer outras atividades e, por questões de segurança, ser inviável medir durante o período noturno.

Como na proximidade da janela de inspeção B não foram observadas quaisquer fissuras, seria esperado não detectar dano acumulado. Porém, os resultados obtidos pela monitorização (a muito curto prazo) indicam a existência de dano acumulado ativo na parede.

A Figura 79 apresenta um gráfico onde se pode observar o dano acumulado registrado pelos dois sensores sob a forma do número de emissões acumuladas ao longo do período de observação. O sensor do canal 1 registrou um total de 14 emissões, enquanto o sensor do canal 2 registrou apenas 6. Contudo, seria necessário um maior período de observação para quantificar a evolução do dano acumulado, não sendo possível concluir qual a fase do processo de fissuramento em que se encontra a parede.

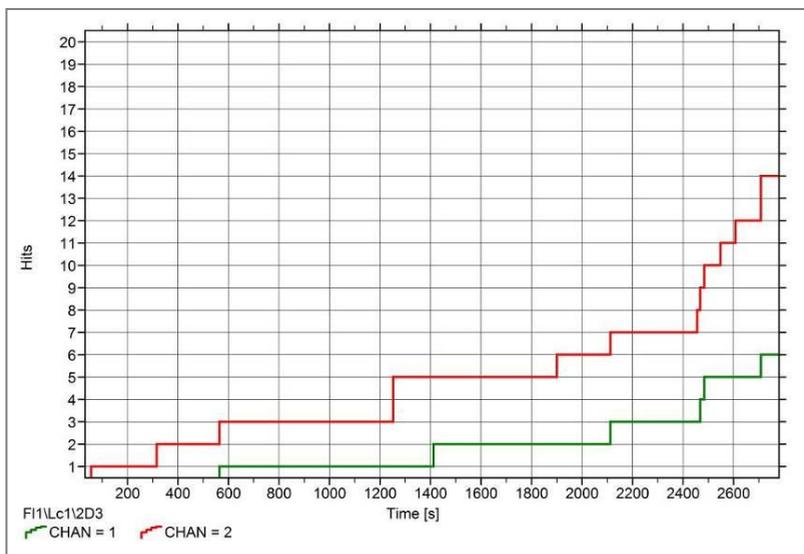


Figura 79 – Emissões monitoradas em forma de eventos acumulados para os dois sensores

3.5.3.4 – Avaliação de danos acumulados através do ensaio com macaco plano e emissão acústica

Durante a execução dos ensaios A e B com macacos planos, foram também executados ensaios de monitoramento de dano acumulado com os sensores acústicos colocados na proximidade dos macacos planos.

As emissões acústicas foram monitoradas apenas durante o aumento de pressão no macaco plano com a finalidade de averiguar qual o dano causado por cada incremento de pressão. Desta forma, espera-se que a quantidade de dano acumulado aumente assim que se atinja o nível de tensão instalado na alvenaria antes da execução da ranhura. Este efeito é conhecido na literatura como o efeito de *Kaiser* (Verstrynge e outros, 2008) e é causado pelo fato do material ter um certo “efeito de memória” do nível de tensão máximo a que esteve sujeito na sua vida de serviço. Quando esse nível de tensão máximo é excedido, são formadas novas microfissuras e, conseqüentemente, novas emissões acústicas são detectadas. Salienta-se que as emissões de baixa frequência emitidas pelo sistema de ensaio de macacos planos não são registradas pelo equipamento de emissão acústica por este estar provido de um filtro passaalto que remove as baixas frequências.

3.5.3.5–Análise dos resultados do ensaio A

Durante o Ensaio A com macaco plano os sensores acústicos foram dispostos em dois níveis, conforme se pode observar na Figura 80. Como foi concluído pelos ensaios de calibração que seria possível detectar as fissuras em toda a espessura da parede, os sensores apenas foram colocados numa das faces da parede.

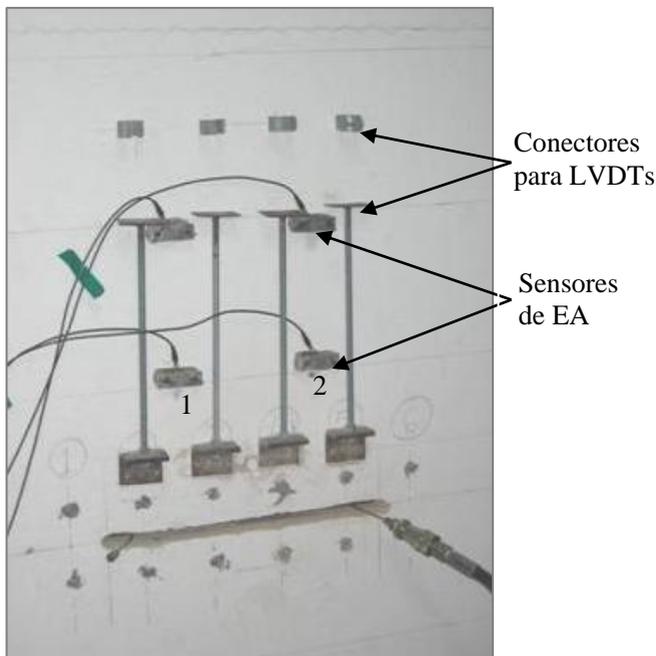


Figura 80 – Disposição dos sensores acústicos durante o Ensaio A com macaco plano

A Figura 81 apresenta os resultados obtidos para o dano acumulado durante o primeiro ensaio com macacos planos. Os valores da tensão instalada na parede em cada incremento também são indicados. O sensor 2, instalado no ponto inferior direito, foi aquele que detectou a acumulação de dano mais significativo, sempre que se aumentava a pressão de óleo. O sensor 1, instalado no ponto inferior esquerdo, apenas registrou dano significativo após o incremento para a tensão de 0,89MPa.

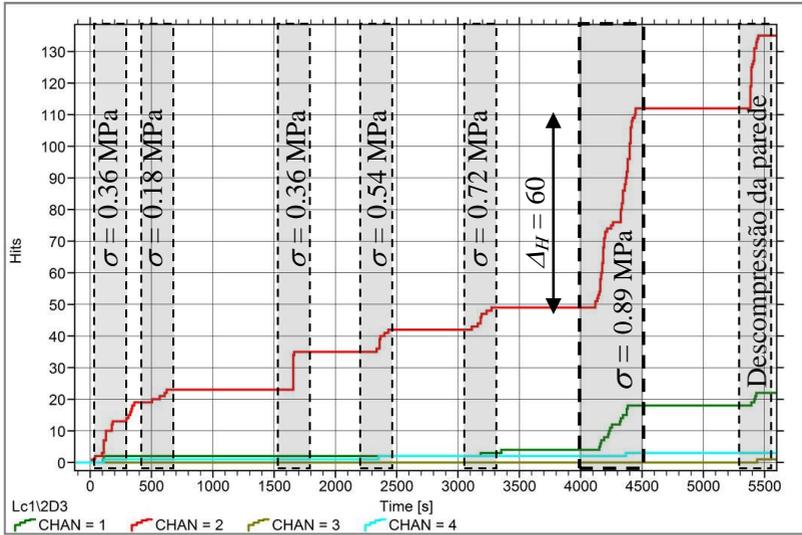


Figura 81 – Resultados dos ensaios de emissão acústica durante a execução do Ensaio A com macaco plano

Quando se atingiu o valor de 0,89MPa um conjunto significativo de emissões (fendas) foi registrado. Este incremento de tensão corresponde ao colapso local dos blocos, não tendo sido possível detectar o nível de tensão instalado na parede através de um aumento significativo do dano acumulado.

Os resultados obtidos pelos sensores de emissão acústica são coerentes com a localização da ruptura local observada no ensaio A. O sensor do canal 2 foi aquele que registrou maior atividade de fissuras durante a execução do ensaio e foi o sensor mais próximo da ruptura local observada na face oposta da parede, conforme se pode ver nas Figuras 61a e 61b.

3.5.3.6–Resultados do ensaio B

No caso do ensaio B dois sensores de emissão acústica foram colocados no mesmo nível, mas nas duas faces da parede. Como os rebocos foram retirados na zona de ensaio, os sensores foram fixados diretamente na superfície dos blocos, conforme se pode observar na Figura 82.

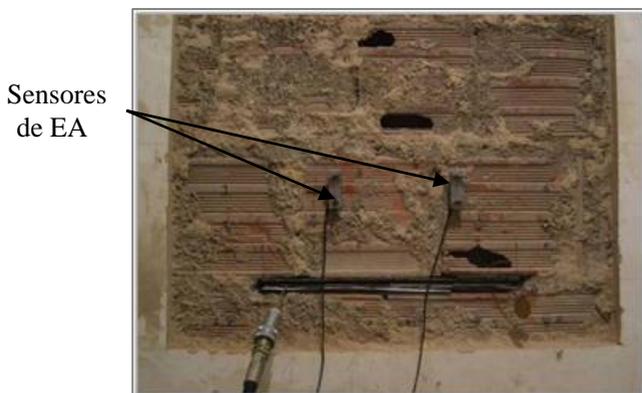


Figura 82 – Disposição dos sensores acústicos durante o Ensaio B de macaco plano

Os resultados em termos de dano acumulado ao longo do ensaio com o macaco plano encontram-se apresentados na Figura 83. Neste caso, o aumento de dano significativo ocorre para os estados de tensão de 0,65MPa, sendo este valor ligeiramente superior ao valor esperado de tensão igual a 0,5MPa.

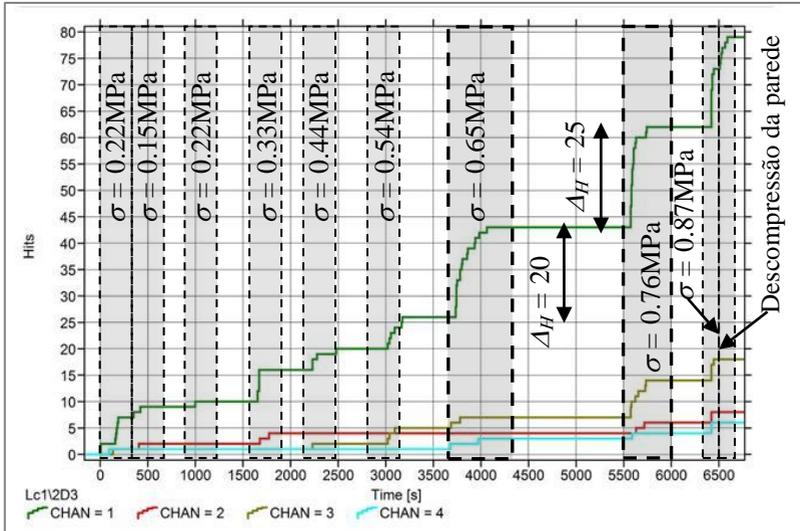


Figura 83 – Resultados do ensaio de emissão acústica durante a execução do Ensaio B com macaco plano

3.5.4 – Ensaio de resistência aderência à tração

Dentre as principais propriedades exigidas a uma argamassa de revestimento no estado endurecido destaca-se a aderência ao substrato. A resistência de aderência à tração e ao cisalhamento, bem como a extensão de aderência entre a argamassa e a base, são resultantes da ancoragem mecânica da argamassa nas reentrâncias e saliências macroscópicas da base, sendo influenciadas pelas características da argamassa, da base e pela técnica de aplicação.

Para a determinação da resistência de aderência, os ensaios devem seguir o método prescrito na norma NBR 13528 (1995). As etapas consistem em delimitação de área a ser ensaiada, colagem da pastilha e a aplicação da carga através do equipamento de tração. Cada uma apresenta detalhes que influenciam o resultado final.

A norma recomenda avaliar a aderência do revestimento acabado por ensaios de percussão, realizados através de impactos leves, não contundentes, com martelo de madeira ou outro instrumento rijo. A avaliação deve ser feita em cerca de 1m^2 , sendo a cada 50m^2 para tetos e

a cada 100m² para paredes. Os revestimentos que apresentarem som cavo nesta inspeção, por amostragem, devem ser integralmente percutidos para se estimar a área total com falha de aderência a ser reparada.

Outro item prescrito pela norma orienta que se a fiscalização julgar necessário deve ser realizado ou solicitado a um laboratório especializado a execução de pelo menos seis ensaios de resistência de aderência à tração em pontos escolhidos aleatoriamente, a cada 100m² ou menos de área suspeita. O revestimento desta área deve ser aceito se de cada grupo de seis ensaios realizados (com idade igual ou superior a 28 dias) pelo menos quatro valores forem iguais ou superiores aos indicados na Tabela 8.

Tabela 8–Limite de resistência de aderência à tração (R_a) para emboço e camada única, NBR 13528(1995)

Local	Acabamento	R_a [MPa]	
Parede	Interna	Pintura ou base para reboco	$\geq 0,20$
		Cerâmica ou laminado	$\geq 0,30$
	Externa	Pintura ou base para reboco	$\geq 0,30$
		Cerâmica	$\geq 0,30$
	Teto	$\geq 0,20$	

Após a análise da norma iniciou-se os ensaios no Bloco C do Conjunto Residencial Sevilha. Primeiramente inspecionou-se o revestimento das paredes internas e concluiu que nenhuma apresentava som cavo e em seguida as externas, notou-se que somente o revestimento localizado na parede do embasamento mostrou oco, descolando-se facilmente da parede, conforme se descreve nos itens 3.4.1 e 3.4.2.

Desta forma, foram realizados cinco ensaios para cada pavimento e em diferentes paredes, ver Figura 84 e 85. No pavimento térreo foram executados ensaios nas paredes internas e externas e nos outros andares somente internamente. Não foram realizados ensaios nas paredes do embasamento por causa do excesso de umidade e pela sua baixa resistência mecânica. Os resultados dos ensaios encontram-se apresentados na Tabela 9.



Figura 84 – Colagem das pastilhas



Figura 85 – Realização do ensaio de resistência de aderência à tração

Tabela9 – Resultados do ensaio de resistência de aderência à tração

Pavimento	C.P.	Carga (kN)	Seção (cm ²)	Tensão (MPa)	Forma Ruptura
Piso 0	1	0,46	19,63	0,23	A
	2	0,55	19,63	0,28	
	3	0,70	19,63	0,36	
	4	0,85	19,63	0,30	
	5	0,42	19,63	0,21	
Par. externa		Média		*0,24	
		Desvio padrão		0,03	
		Coefficiente de variação (%)		13,97	
Piso 0	1	0,23	19,63	0,12	A
	2	0,38	19,63	0,19	
	3	0,34	19,63	0,17	
	4	0,32	19,63	0,16	
	5	0,26	19,63	0,13	
Par. Interna		Média		*0,15	
		Desvio padrão		0,04	
		Coefficiente de variação (%)		27,37	
Piso 1	1	0,28	19,63	0,14	A
	2	0,25	19,63	0,13	
	3	0,27	19,63	0,14	
	4	0,31	19,63	0,16	
	5	0,27	19,63	0,14	
Par. Interna		Média		*0,14	
		Desvio padrão		0,01	
		Coefficiente de variação (%)		9,15	
Piso 2	1	0,49	19,63	0,25	A
	2	0,38	19,63	0,19	
	3	0,47	19,63	0,24	
	4	3 ^o Pav. 0,42	19,63	0,21	
	5	0,39	19,63	0,20	
Par. Interna		Par. interna Média		*0,23	
		Desvio padrão		0,03	
		Coefficiente de variação (%)		11,76	
Piso 3	1	0,49	19,63	0,25	A
	2	0,37	19,63	0,19	
	3	0,31	19,63	0,16	
	4	4 ^o Pav. 0,51	19,63	0,26	
	5	0,68	19,63	0,35	
Par. Interna		Par. interna Média		*0,21	
		Desvio padrão		0,05	
		Coefficiente de variação (%)		22,99	

*Formas de ruptura:

- (A) – Ruptura na interface argamassa/ substrato;
- (B) - Ruptura da argamassa de revestimento;
- (C) – Ruptura do substrato;
- (D) – Ruptura na interface revestimento/cola;
- (E) – Ruptura na interface cola/pastilha.

Observando os resultados da Tabela 8e comparando-os com o valor daNBR 13528 (1995), onde a resistência de aderência para local interno ou externo deve ser igual ou superior a 0,3MPa, pode-se inferir dos resultados que o revestimento não atendeu os requisitos propostos pela norma. Também se deduz que o chapisco esteja contribuindo para o revestimento permanecer aderido ao substrato.

3.6 – Retiradas de amostras prismáticas do edifício caixão

Para analisar a resistência à compressão do edifício caixão e entender o seu comportamento estrutural nos estados não saturado e saturado foram ensaiadas amostras prismáticas das paredes do edifício em estudo.

O procedimento de retirada consistiu primeiramente em realizar ranhuras verticais na área delimitada para descobrir as juntas horizontais da argamassa, depois efetuar o corte com as mesmas máquinas usadas no ensaio para macacos planos.

As retiradas das amostras foram executadas em duas etapas. Na primeira elas foram demarcadas aleatoriamente, no total de 10 do Piso0 ao Piso4. Estas foram enviadas a Portugal para serem ensaiadas no Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho. Os resultados com suas discussões encontram-se no Capítulo 4, item 4.4.

Na segunda etapa foram definidas 12 paredes para serem retiradas as amostras. A localização delas com a numeração dos prismas estão indicadas nas Figuras 86 e Figura 87. Estas amostras foram ensaiadas no SENAI-PE. O relatório encontra-se no Anexo D, os resultados e as discussões encontram-se no Capítulo 4, item 4.5. A Figura 88 mostra o local da amostra prismática no embasamento e a Figura 89 a retirada do P11 e o aparelhamento das bordas.

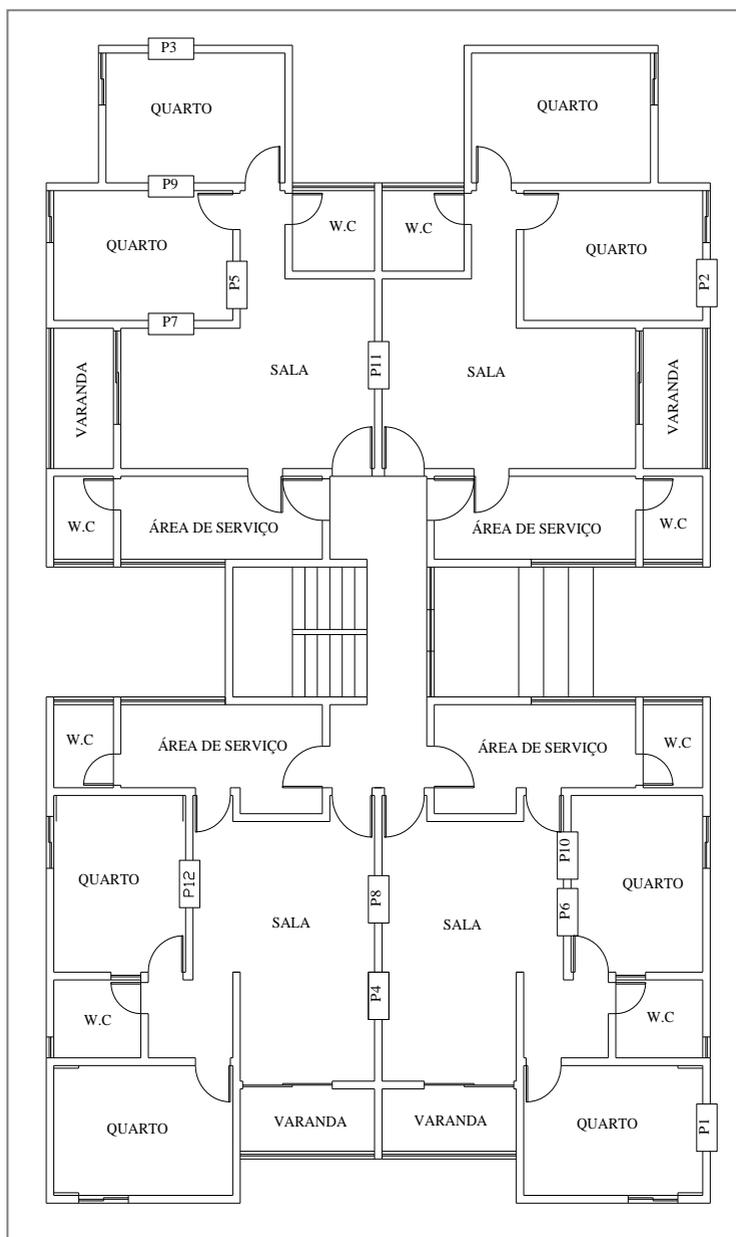


Figura 86 – Planta baixa de localização dos prismas (P)

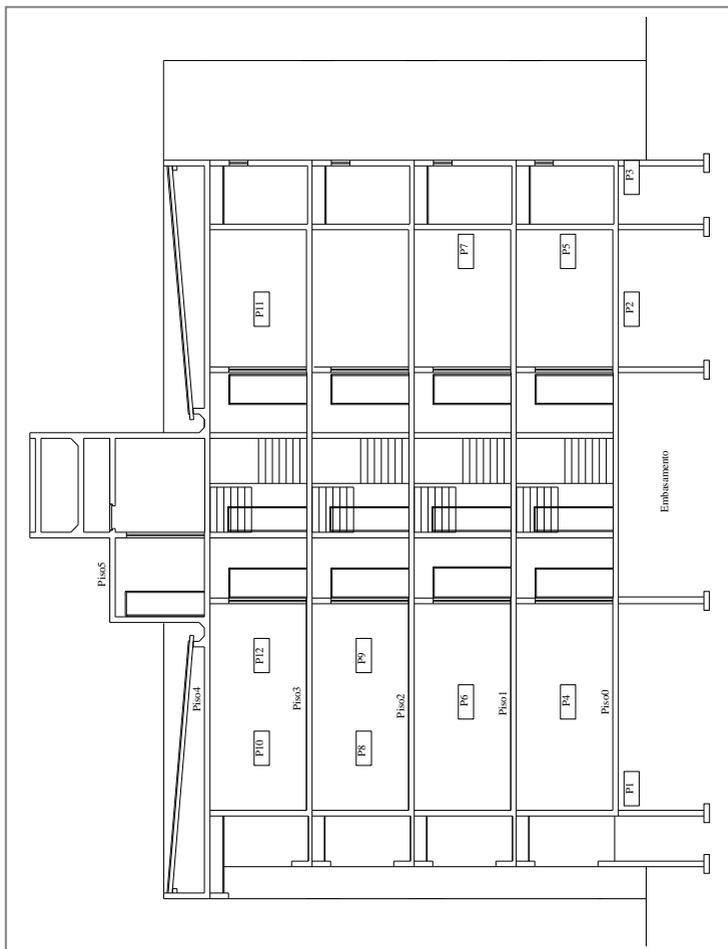


Figura 87 – Corte longitudinal com a indicação da posição dos prismas (P)



Figura 88 – Visão do local da retirada do P2



Figura 89 – Imagem da retirada do P11 e o aparelhamento das bordas

3.7 – Considerações finais

Neste capítulo foi apresentado o objeto do estudo da investigação desta tese, o Bloco C do Conjunto Residencial Sevilha. Neste edifício foram realizados desde inspeções na fundação e superestrutura a ensaios do solo e contaminação da água, dinâmicos, com macacos planos e de emissão acústica.

Na inspeção da infraestrutura verificou-se que a fundação era em sapata corrida e a espessura da parede do embasamento era maior que a da superestrutura. Neste local foram realizados ensaios do solo e da água, sendo constatando pelo relatório de sondagem a má qualidade das camadas iniciais do assentamento da fundação, outro agravante é que o nível do lençol freático ficou acima das sapatas, em contato direto com as paredes do embasamento. No ensaio de contaminação da água ficou comprovado a presença, embora em pequenas quantidades, de agentes químicos prejudiciais à alvenaria.

Na superestrutura observou-se que o revestimento estava bastante aderido aos blocos e apresentava variação em sua espessura. A pesquisa em algumas lajes mostraram que estas foram orientadas segundo o seu menor vão. Também foram observadas fissuras reparadas no Piso 0, indicando problemas de fluência na alvenaria.

Através dos resultados dos ensaios dinâmicos foi possível averiguar que a caixa de escada situada no meio do edifício tem uma influência importante na resposta dinâmica do edifício. Infere-se dos resultados do movimento vibratório que ocorreu uma tendência de rotação da estrutura de maneira geral, porém na área da escada ela permaneceu quase fixa. Pode ser que o tipo de material tenha contribuído para oferecer maior rigidez a esta parte. Os dados obtidos por este ensaio serão usados para calibrar um modelo numérico apresentado no Capítulo 5, item 5.3.7 e ajustar o módulo de elasticidade do edifício em estudo.

Com os ensaios de macacos planos foi possível verificar o princípio de funcionamento estrutural das paredes, nomeadamente a contribuição significativa das juntas de argamassa verticais na transmissão das tensões. Salienta-se, neste ponto, que os resultados obtidos pelo ensaio C são aceitáveis e que os procedimentos de ensaio utilizados serão os mais

adequados para o tipo de parede, ou seja, dever-se-á utilizar chapas metálicas rígidas com a mesma área da ranhura.

Os ensaios de emissão acústica permitiram concluir que é possível usar esta técnica de ensaio não destrutiva nas paredes usadas para os edifícios tipo caixão. As leituras podem ser realizadas na superfície dos rebocos, sendo que melhores resultados são obtidos com os sensores fixados aos blocos cerâmicos.

Os ensaios para avaliar o dano acumulado na parede de embasamento da estrutura permitiram detectar alguma atividade de microfissuras, embora o tempo de leitura fosse muito reduzido para se poder concluir quanto à quantidade, origem e evolução do dano acumulado.

Durante os ensaios com os macacos planos, os ensaios de emissão acústica permitiram detectar um aumento de dano significativo quando o nível de tensão instalado na parede excedia o valor da tensão esperada para as paredes, demonstrando a aplicabilidade do método para detectar a acumulação de dano.

Em relação ao ensaio de resistência de aderência à tração, concluiu-se que os valores obtidos não atenderam os requisitos mínimos estabelecidos por norma. Supõe-se que o chapisco esteja contribuindo para o revestimento permanecer aderido ao substrato.

CAPÍTULO 4

PROGRAMA EXPERIMENTAL NOS LABORATÓRIOS

4.1 – Considerações iniciais

Conforme foi informado no Capítulo 3, item 3.6 foram retiradas amostras em locais definidos das paredes do edifício em estudo para serem realizados ensaios de resistência à compressão de prismas no Laboratório do SENAI-PE. Outras amostras prismáticas foram retiradas aleatoriamente para serem ensaiadas na Universidade do Minho em Guimarães-Portugal. Além disso, foram adquiridos trinta blocos cerâmicos vendidos no comércio do Recife, similares aos existentes no edifício, tendo sido enviados ao exterior, em conjunto com as amostras de prismas.

Esses materiais foram coletados no final de julho de 2008 e entregues na Universidade do Minho no final de fevereiro de 2009. Primeiramente fez-se uma catalogação de todo material desde seu aspecto físico à suas características geométricas como largura, comprimento e altura.

Além disso, foi verificada a possível existência de danos nas amostras em decorrência do transporte, quando se constatou que algumas não poderiam ser usadas nos ensaios. Após registrar as informações, fez-se uma programação de ensaios, que teve início em março de 2009 indo até o final de agosto de 2009.

A seguir serão apresentados os resultados dos ensaios com suas respectivas análises realizados nas duas instituições. A apresentação deste capítulo não está em ordem cronológica dos fatos, mas em função dos ensaios realizados no Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho que consistiu primeiramente na caracterização dos materiais utilizados, nos ensaios de blocos, argamassas e prismas. Depois são mostrados os valores obtidos nos ensaios de amostras prismáticas executados pelo Laboratório de Ensaios Tecnológicos de Materiais da Construção Civil (LETMACC) do SENAI-PE, cujo relatório encontra-se no Anexo D.

Os serviços de preparação, elaboração, monitoração, execução dos ensaios e leituras dos dados foram realizados pessoalmente pelo autor e por um técnico do Laboratório de Estruturas. A confecção dos prismas foi realizada por outro técnico sob a supervisão também do autor.

Os ensaios realizados na universidade portuguesa encontram-se citados na Tabela 10. Vale destacar que nesta tabela no item corpos de prova, os

ensaios foram divididos em duas importantes categorias denominadas de: não saturados, materiais secados a temperatura ambiente do laboratório; esaturados, que significa que os corpos de prova foram imersos em água durante o período de 28 dias.

Tabela 10 – Ensaios realizados na Universidade do Minho

Item	Discriminação	Corpos de prova	
		Não Saturado	Saturado
4.2.4	Ensaio de resistência à compressão de bloco;	3	3
4.2.4	Ensaio de índice de absorção dos blocos;	6	
4.2.4	Ensaio de índice de absorção inicial dos blocos;	6	
4.2.5	Ensaio de argamassa: flexão e compressão	24	24
4.3.1	Ensaio de resistência à compressão de prismas com dois blocos;	3	3
4.3.2	Ensaio de fluência acelerada de prismas com dois blocos;	3	3
4.4	Ensaio de resistência à compressão de amostras retirados do EC.	4	4

4.2 – Ensaio de bloco e argamassa

4.2.1 – Caracterização do bloco

Os blocos cerâmicos de vedação empregados no trabalho experimental foram adquiridos no comércio da grande Recife e tinham número de identificação F813631074*9x19x19. Para realização da pesquisa foi comprada uma amostra de 30 blocos, do tipo apresentado na Figura 90.



Características do bloco (mm)

Largura = 90

Altura = 190

Comprimento = 190

Figura 90 – Dimensões nominais do bloco de vedação

Na inspeção visual dos blocos de vedação constatou-se que atenderam aos requisitos prescritos pela NBR 15270-1 (2005) e NBR 15270-2 (2005). A amostra recebida não apresentou defeitos sistemáticos como quebras, superfícies irregulares ou deformações, variação significativa de cor, trincas ou rachaduras.

4.2.2 – Caracterização dos materiais usados na argamassa

A argamassa usada para confecção dos prismas foi à base de cimento, cal, areia e para o capeamento dos blocos e prismas foi usada uma argamassa “autonivelante”. O cimento empregado foi o portland de calcário CEM II/B-L, 32,5 N, recomendado para as classes de resistência de concreto C12/15 e C25/30. A cal usada foi a hidratada que segundo o rótulo da embalagem seguiu as prescrições da NP-EN 459-1 (2002).

Para caracterização da areia verificou-se inicialmente o teor de material pulverulento, matéria orgânica, módulo de finura, diâmetro máximo e a granulometria. Para realização do teor de material pulverulento, seguiu-se a prescrição da NBR NM 46 (2003).

Na determinação de impurezas orgânicas e a umidade na areia, utilizou-se a orientação da NBR NM 49 (2001) e para os outros ensaios foram empregadas as recomendações da NBR NM 248 (2003). Os resultados dos ensaios das características físicas da areia encontram-se na Tabela 11, exceto o da granulometria.

Tabela 11 - Características físicas da areia

Ensaio	Encontrado	NBR 7211
Material pulverulento	1,43 %	< 5,0 %
Matéria orgânica	*	≤ 300 ppm
Argila em torrões	0	< 1,5 %
Módulo de finura	2,35	—
Diâmetro máximo	2,36	—

*Coloração bem mais clara do que a solução padrão

A composição granulométrica da areia primeiramente foi determinada pela norma portuguesa NP-EN 933-1 (2000). Contudo ao compará-la com a NBR NM 248 (2003) e a NBR 7211 (1983) observou-se que a granulometria da areia estava fora da zona utilizável proposta pela norma brasileira. Por isto fez-se a correção dos grãos passando a mesma a ser classificada segundo a NBR 7211 (1983) como areia média. Os resultados do ensaio estão apresentados na Tabela 12 e na Figura 91.

Tabela 12 – Composição granulométrica da areia

Peneira (mm)	% Retida acumulada	% Passante acumulada
0,15	97	3
0,3	65	35
0,6	39	61
1,18	29	71
2,36	5	95
4,75	0	100

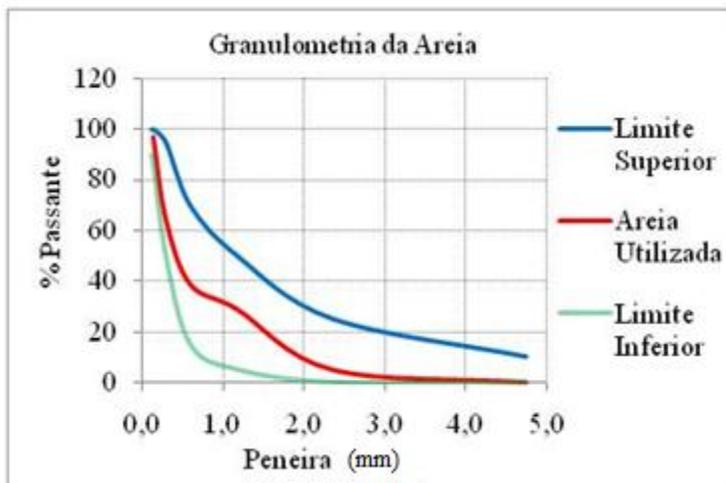


Figura 91 – Areia empregada e os limites recomendado pela NBR 7211(1983)

As Tabelas 10 e 11, bem como a Figura 91 confirmam que a areia empregada atingiu todos os requisitos exigidos pelas normas citadas, sendo portanto apropriada para o preparo das argamassas de assentamentos de unidades em paredes de alvenaria.

A argamassa “autonivelante” utilizada para capeamento dos blocos e prismas segundo o fabricante seguiu as especificações da NP-EN 13813 (2002) e tinha especificado no rótulo da embalagem as seguintes características: resistência à compressão C25; resistência à flexão F5; reação ao fogo Ffl e resistência à abrasão Rwa20, onde C está relacionado com compressão e o seu valor em MPa, F5 refere-se à classe, F_{Fl} é a classe de reação ao fogo e Rwa20 é a resistência ao desgaste para a classe Rwa (Rolling Wheel Abrasion), sendo que o número 20 significa a quantidade de abrasão em cm³.

Além da caracterização dos materiais descritos acima, foram determinadas as massas unitárias do cimento, cal e areia. Esses valores são importantes para transformar o traço em volume - especificado pelas normas - para o traço em massa. Para a realização desse ensaio seguiu-se a recomendação da norma NBR NM 45 (2006). Os valores obtidos estão na Tabela 13.

Tabela 13 – Massa unitária dos materiais

Material	Massa unitária (Kg/dm ³)
Cimento CEM II/B-L, 32,5 N	1,08
Cal hidratada	0,76
Areia	1,45

Cabe destacar que antes da preparação da argamassa a areia foi secada em estufa 105±5 °C durante 24 horas. Imediatamente após a secagem foi colocada em saco, depois acondicionado em tambor plástico, devidamente fechado dentro do laboratório para não adquirir umidade do ar.

4.2.3 – Traço piloto da argamassa usada nos prismas

Uma vez concluída a caracterização dos materiais, procurou-se elaborar um traço piloto para a argamassa a ser utilizada. O primeiro passo foi definir a consistência através do *flow table test*, conforme preconiza a NBR 13276 (2005) e por sua vez, a relação água/cimento (a/c) que podem ser vistos na Tabela 14.

Tabela 14 – Consistência da argamassa

Traço		Consistência	
Volume	Massa	a/c	(mm)
		1,53	125
1:1:6	1:0,40:8,42	1,86	160
		1,69	135
	M	1,69	140
	Dp	0,16	18,03
	Cv (%)	9,74	12,88

Para cada relação a/c foram moldados 3 corpos de provas (CPs) como recomenda a NBR 13279 (2005), sendo para as diferentes modalidades de ensaios apresentados na Tabela 12. Após a confecção, os CPs foram curados e ensaiados aos 28 dias conforme prescreve a NBR 13279 (2005), obtendo a resistência à flexão e a compressão, cujos valores estão indicados na Tabela 15.

Tabela 15 – Resistência da argamassa

Traço		a/c	Resistência à Flexão (MPa)	Resistência à Compressão (MPa)	
Volume	Massa			CP (4x4x8) cm	CP (ϕ 5x10) cm
1:1:6	1:0,40:8,42	1,53	2,14	6,21	5,42
		1,86	1,16	3,51	3,50
		1,69	1,81	5,23	4,99

Vale informar que as características da argamassa citadas nesta seção foram mantidas em toda confecção dos prismas. Durante a execução dos prismas foram moldados mais 9 CPs de argamassa visando compará-la com o traço piloto, cujos resultados estão nos itens 4.2.5. Destes CPs, 3 foram empregados para obtenção do módulo de elasticidade.

4.2.4 – Ensaio do bloco

Após a caracterização dos blocos foram realizados ensaios para obtenção do índice de absorção de água (AA), índice de absorção de água inicial (AAI) e resistência à compressão (f_b). Para estes ensaios seguiram-se as orientações da NBR 15270-3 (2005), salientando que o bloco foi assentado com furo na horizontal na sua maior dimensão, neste caso 19 cm. Os resultados do primeiro e segundo ensaio podem ser vistos na Tabela 16.

Tabela 16 – Ensaios dos índices de absorção de água e absorção inicial

Bloco de vedação	AA (%)		AAI (g/193,55 cm ²)/ min	
	Obtido	NBR 15270-1 (2005)	Obtido	NBR 15270-3 (2005)
		8<AA<22		AAI>30 (g/193,55 cm ²)/ min
	13,50		42,93 (g/193,55 cm ²)/ min	

Observa-se na Tabela 15 que o índice de absorção de água (AA) situou-se na faixa recomendada pela norma, contudo o índice de absorção inicial (AAI) foi superior ao recomendado. Neste caso, a norma prescreve que o bloco deve ser umedecido antes do assentamento.

O AA também foi realizado em 5 pedaços de bloco cerâmico retirados da parede do edifício, porém faz-se ressalva que não houve condição de retirar o bloco inteiro, uma vez que o revestimento estava bastante aderente ao substrato. Os resultados deste ensaio estão apresentados na Tabela 17.

Tabela 17 – Índice de absorção de água encontrado em pedaços de blocos

AA (%)	
Média encontrada nos pedaços de blocos	Média encontrada nos blocos da Tabela 7
15,60	13,50

Depois de concluídos os ensaios mencionados, iniciou-se a preparação para obtenção da resistência à compressão (f_b) do bloco cerâmico. Para isto acontecer, primeiramente executou-se o capeamento de 6 blocos, usando a argamassa “autonivelante”, já discriminada no item 4.2.2 e seguindo o procedimento da NBR 15270-3 (2005).

No dia seguinte, após a conclusão do capeamento, 3 blocos ficaram no ambiente do laboratório e 3 foram imersos em uma caixa com água para serem rompidos aos 28 dias. Ao término do prazo, os blocos foram retirados e levados à prensa para serem ensaiados, com base nas prescrições da NBR 15270-3 (2005). Nas Figuras 92 e 93 pode-se observar a realização do ensaio.

Na primeira figura é possível notar que o bloco foi apoiado no seu lado maior e dois LVDTs foram fixados entre as chapas metálicas, posicionados em cada lado e no sentido perpendicular aos furos horizontais. Na Figura 93 é mostrada a ruptura do bloco que acontecia de maneira brusca, iniciando pelos septos ou paredes externas.



Figura 92 – Posição do bloco e dos LVDTs



Figura 93 – Ruptura do bloco

Através do sistema de aquisição de dados que indicou uma velocidade do ensaio de 0,03 kN/sega 0,07 kN/seg, os resultados foram armazenados no computador, depois transformados em planilha e

finalmente são apresentados a seguir em forma de gráficos e tabelas. Faz-se observação para os valores iniciais, que foram desconsiderados por causa do ajuste entre o corpo de prova e placas de aço no começo do ensaio. A Figura 94 se refere ao ensaio de blocos saturados e a Figura 95 aos não saturados.

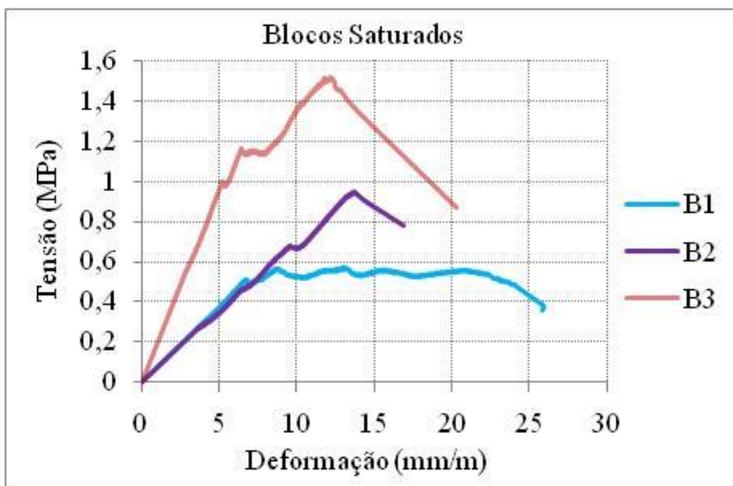


Figura 94 – Gráfico de tensão-deformação dos blocos saturados

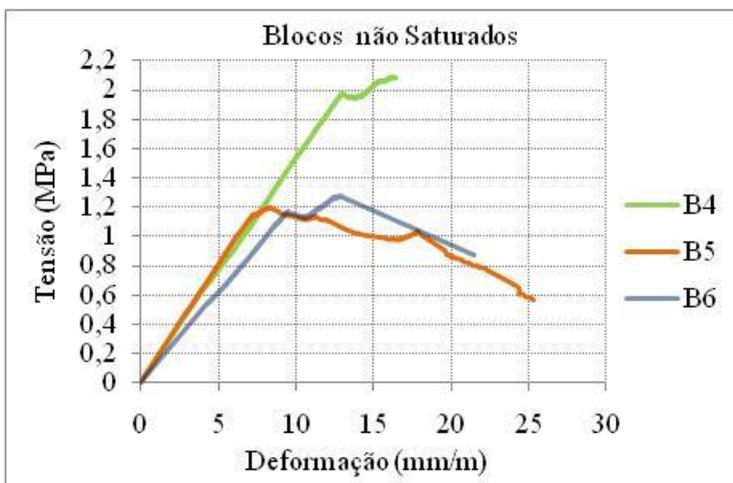


Figura 95 – Gráfico de tensão-deformação dos blocos não saturados

A partir dos gráficos apresentados nas Figuras 94 e 95 foram obtidas as resistências à compressão (f_b), de acordo com a NBR 15270-3 (2005) e os módulos de elasticidade (E_b), conforme a NBR 8522 (2003). Porém, devido os valores da tensão de ruptura à compressão serem baixos houve necessidade de ajustar a equação proposta pela NBR 8522 (2003), já mencionada no Capítulo 2, item 2.3.6. Os resultados encontram-se na Tabela 18.

Tabela 18 – Resultados da resistência e módulo de elasticidade dos blocos

Bloco	Condição	f_b (MPa)		E_b (MPa)	
1	Saturado	0,55	M=0,97	74,30	M=111,17
2	Saturado	0,92	Dp=0,47	70,90	Dp=67,61
3	Saturado	1,49	Cv=48%	189,20	Cv=61%
4	Não Sat.	2,08	M=1,51	152,70	M=147,77
5	Não Sat.	1,19	Dp=0,49	161,80	Dp=20,40
6	Não Sat.	1,26	Cv=33%	122,80	Cv=14%

Observa-se na Tabela 17 que o valor da tensão média obtida para o bloco na condição saturado foi aproximadamente 36% menor que na condição não saturado. Esta redução pode ser também notada na coluna do módulo de elasticidade que diminuiu 25% quando passou da condição não saturado para saturado.

A Tabela 19 foi elaborada visando comparar a resistência média à compressão dos blocos utilizados no programa experimental com o limite recomendado pela NBR 15270-1 (2005). Quando confrontada a coluna do valor mínimo estabelecido por norma com a coluna da condição saturado infere-se que a resistência diminuiu cerca de 35%. Vale ressaltar que a norma citada quando prescreve os valores mínimos para a resistência à compressão dos blocos cerâmicos, tanto de vedação como estrutural, recomenda imergir os corpos de prova em água no mínimo durante seis horas.

Tabela 19 – Resistência média dos blocos e o valor normalizado

Posição dos furos	Recomendações da NBR 15270-1 (2005)	f_b (MPa) encontrada no bloco de acordo com a condição	
	f_b (MPa)	Saturado	Não saturado
Horizontal	$\geq 1,5$	0,97	1,51
Vertical	$\geq 3,5$	-	-

4.2.5 – Ensaio de argamassa utilizada nos prismas

O ensaio de argamassa aconteceu em duas etapas. A primeira aos 28 dias, após a realização do traço piloto, apresentado na seção 4.2.3 e a segunda, depois da confecção dos prismas com dois blocos. Nesta segunda fase, a confecção e cura dos CPs foram feitas de acordo com a NBR 13279 (2005). Ao término do vigésimo oitavo dias foram imersos numa caixa de água durante 4 semanas até a data do ensaio. A imersão dos corpos de prova de argamassa após a cura teve como finalidade comparar sua resistência e módulo de elasticidade nos estados saturado e não saturado. Além disso, foi ensaiada argamassa retirada das paredes do edifício em estudo.

Os ensaios realizados na argamassa, utilizada nos prismas com dois blocos foram resistência à tração na flexão e a resistência à compressão, como determina a NBR 13279 (2005). Na Tabela 20 estão os resultados obtidos nos ensaios. Cabe informar que os CPs usados para obtenção da resistência à compressão da argamassa tinham a dimensão de (4x4x8) cm.

Tabela 20 – Resistência à flexão e compressão da argamassa

CP	Condição	a/c	Resistência à flexão (MPa)		Resistência à compressão (MPa)	
1	Saturado	1,70	1,21	M=1,17	4,08	M=3,86
2	Saturado	1,70	1,10	Dp=0,06	3,82	Dp=0,20
3	Saturado	1,70	1,20	Cv=5%	3,68	Cv=5%
4	Não Sat.	1,70	2,33	M=2,30	6,50	M=6,29
5	Não Sat.	1,70	2,25	Dp=0,04	5,50	Dp=0,70
6	Não Sat.	1,70	2,32	Cv=2%	6,86	Cv=11%

Observa-se dos resultados mostrados na Tabela 19 que há uma redução tanto na resistência à flexão como na resistência à compressão, quando a argamassa passa da condição não saturada para saturada. No primeiro ensaio este decréscimo foi da ordem de 49%, enquanto que no segundo ensaio este valor situou-se em 39%. Vale lembrar que no ensaio de resistência à compressão do bloco, a redução foi de 36% quando passou da condição de não saturado para saturado. O coeficiente de variação (Cv) foi relativamente baixo para diferentes condições, indicando a boa qualidade do ensaio.

Durante a realização do ensaio de resistência à compressão da argamassa foram coletadas informações da prensa, através de sistema de aquisição de dados, e em seguida foram traçados os gráficos que podem ser vistos nas Figuras 96 e 97.

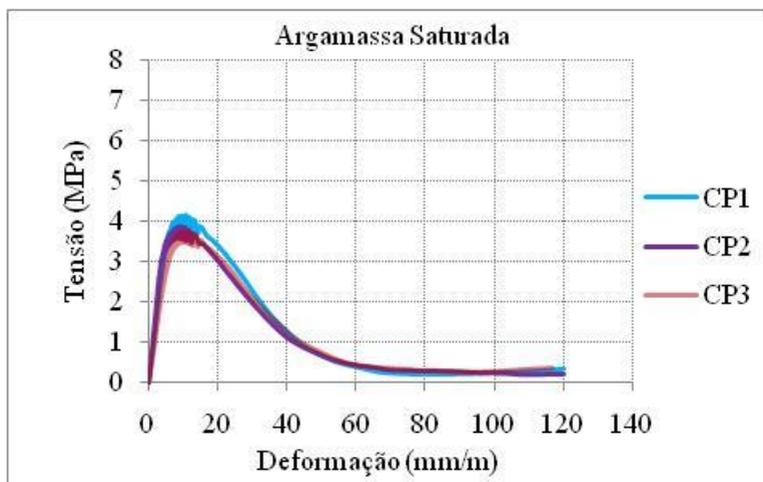


Figura 96 – Resistência à compressão de argamassa saturada CPs (4x4x8) cm

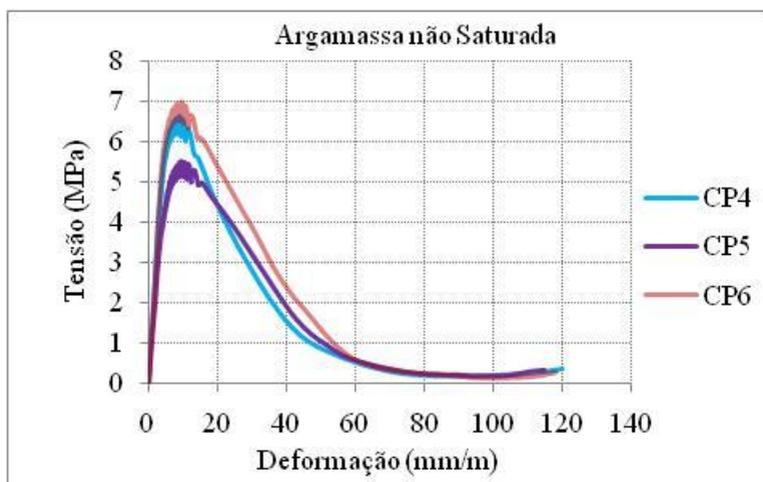


Figura 97 – Resistência à compressão de argamassa não saturada CPs (4x4x8) cm

Após a finalização do ensaio de argamassa em corpos de provas prismáticos, realizaram-se ensaios de compressão em cilíndricos. O ensaio em corpos de prova cilíndricos teve como objetivo obter o módulo de elasticidade e a resistência à compressão como determina a NBR 8522 (2003). Os CPs tinham o diâmetro de 5 cm por 10 cm de altura, atendendo à referida norma que estabelece uma relação $L/d=2$.

Um dia antes de iniciar o ensaio, os 6 CPs foram capeados com a argamassa “autonivelante”, depois levados à prensa. Dois anéis exteriores, mostrados na Figura 98, com distância entre si de 50 mm, foram fixados ao redor dos cilindros de argamassa e utilizados para fixar 3 LVDTs, espaçados igualmente. Em seguida foram calibrados os LVDTs e imediatamente aplicado o carregamento, sendo que a velocidade no ensaio seguiu a recomendação da NBR 8522 (2003).



Figura 98 – Posição dos LVDTs para obtenção do módulo de elasticidade

Os resultados dos ensaios para obtenção do módulo de elasticidade estão anotados na Tabela 21. Nela pode-se ver as condições dos CPs que foram submetidos antes de ser levados à prensa, a relação a/c que foi a mesma dos outros ensaios e o módulo de elasticidade. Na última coluna o valor médio do módulo de elasticidade da argamassa (E_a) diminuiu 15% quando passou de não saturado para imersos em água durante 28 dias.

Tabela 21 – Módulo de elasticidade da argamassa

CP	Condição	a/c	E_a (MPa)	
1	Não Saturado	1,70	6560	M=6590
2	Não Saturado	1,70	6590	Dp=30
3	Não Saturado	1,70	6620	Cv=0,5%
4	Saturado	1,70	5380	M=5570
5	Saturado	1,70	5630	Dp=168,23
6	Saturado	1,70	5700	Cv=3%

Continuando a análise do ensaio em corpos cilíndricos, agora na Tabela 22, está representada a resistência à compressão da argamassa. Nesta tabela estão as mesmas condições e relação a/c para os CPs já comentados na Tabela 20. Pode-se ver na coluna da resistência que a argamassa reduz 21% quando passa de não saturada para saturada.

Tabela 22 – Resistência à compressão da argamassa

CP	Condição	a/c	f_a (MPa)	
1	Não Saturado	1,70	3,55	M=3,82
2	Não Saturado	1,70	3,58	Dp=0,45
3	Não Saturado	1,70	4,34	Cv=12%
4	Saturado	1,70	2,73	M=3,00
5	Saturado	1,70	2,59	Dp=0,59
6	Saturado	1,70	3,67	Cv=19%

Durante a realização dos ensaios de resistência à compressão da argamassa em corpos cilíndricos, foram obtidos os gráficos dos CPs vistos nas Figuras 99 e 100. Na primeira figura nota-se que na condição não saturada, as curvas foram mais próximas do que as apresentadas na saturada, tendo está exibido maior dispersão.

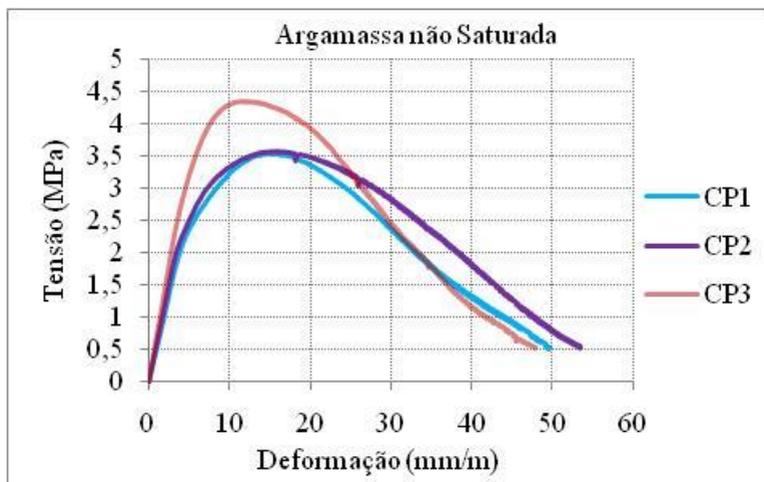


Figura 99 – Resistência à compressão de argamassa não saturada CPs ($\varnothing 5 \times 10$) cm

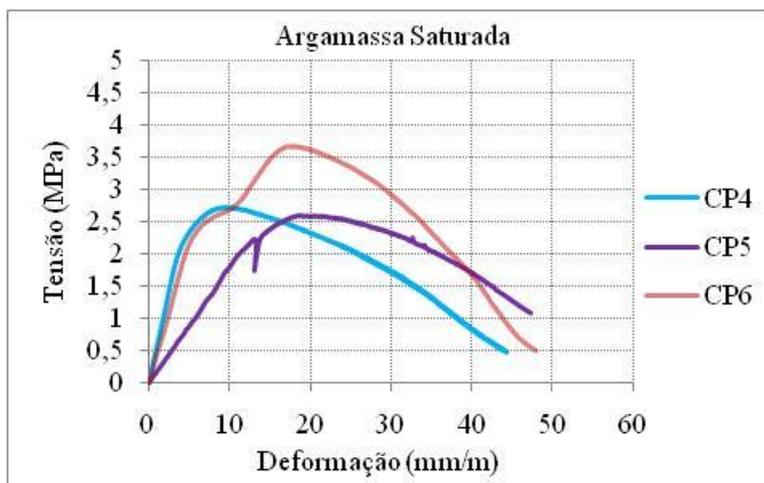


Figura 100 – Resistência à compressão de argamassa saturada CPs ($\varnothing 5 \times 10$) cm

4.2.6 – Análise da argamassa retirada do edifício caixaão

Após a realização do ensaio de arrancamento da argamassa de revestimento no Bloco C, mostrado na Figura 101, foram separados os melhores corpos de prova e formadas duas amostras. A primeira foi enviada para o Laboratório de Materiais da Construção Civil (LMCC) da Universidade Federal de Santa Catarina e a outra foi para o Laboratório de Estruturas da Universidade do Minho.



Figura 101 – Ensaio de resistência de aderência à tração

Vale lembrar que o método e as técnicas do ensaio visto na Figura 101 estão descritos no Capítulo 3, item 3.5.4. Nesta seção comenta-se que no pavimento térreo foram executados ensaios nas paredes internas e externas e nos outros andares somente internamente. Além do mais, foi explicado que não foram realizados ensaios nas paredes do embasamento por causa do excesso de umidade e pela sua baixa resistência mecânica. Os resultados individualmente para cada CP encontram-se no Capítulo 3 e na Tabela 9. Entretanto, os valores médios de resistência à tração (R_a) obtidos por pavimento estão indicados na Tabela 23.

Tabela 23 – Valores médio de R_a por pavimento

Piso	Local (Parede)	R_a (MPa) encontrado			R_a (MPa)
		M	Dp	Cv(%)	NBR 13528
0	Externa	0,24	0,03	14	$\geq 0,30$
0	Interna	0,15	0,04	27	$\geq 0,20$
1	Interna	0,14	0,01	9	$\geq 0,20$
2	Interna	0,23	0,03	12	$\geq 0,20$
3	Interna	0,21	0,05	23	$\geq 0,20$

Observando os valores na Tabela 22 e comparando com o limite mínimo prescrito pela NBR 13528 (1995), a resistência de aderência à atração para local externo deve ser igual ou superior a 0,30 MPa, pode-se verificar resultados que o revestimento não atendeu aos requisitos propostos pela norma. A resistência ficou 20% abaixo do mínimo estabelecido por norma no revestimento localizado na parede externa do piso 0. Quando analisa o revestimento das paredes internas do piso 0 e piso 1 este percentual situou-se em 25% e 30%. No piso 2 e piso 3 o valor ficou acima do estabelecido por norma.

Na amostra contendo 6 CPs enviadas ao LMCC da UFSC, os técnicos do laboratório realizaram a reconstituição do traço em massa da argamassa usada no revestimento das paredes e chegaram aos valores apresentados na Tabela 24.

Tabela 24 – Reconstituição do traço da argamassa

Local da extração	Aglomerante (g)	Agregado (g)	Traço em massa Unitária
Embasamento	22,84	92,10	1 : 4,03
Piso 0	32,83	79,80	1 : 2,43
Piso 1, 2 e 3	24,34	87,84	1 : 3,61

Na outra amostra com 10 CPs enviadas a Universidade do Minho foi obtida a resistência à compressão e os gráficos de tensão-deformação nos estados não saturado e saturado. Os corpos de provas, conforme mencionado, foram aproveitados do ensaio de aderência e tinham aproximadamente a espessura de 25 mm e o diâmetro de 50mm. Eles estão representados na Figura 102.



Figura 102 – Característica geométrica da argamassa retirada do edifício

A preparação destes corpos de provas consistia em primeiro lugar na regularização da superfície com uma lixa média deixando-a uniforme, depois passava-se uma fita cola em torno do diâmetro, espalhava-se um adesivo a base de resina epóxi e em seguida efetuava-se a colagem com outro CP similar, formando assim um único CP com 50 mm de diâmetro e 50 de altura. A Figura 103 mostra o CP de argamassa colocado e sendo ensaiado.



Figura 103 – Ensaio de resistência à compressão de argamassa

Na realização do ensaio de resistência à compressão da argamassa retirada do edifício caixaõ procurou-se obter os gráficos tensão-deformação. Estessão apresentados nas Figuras 104 e 105 para as condições não saturada e saturada.

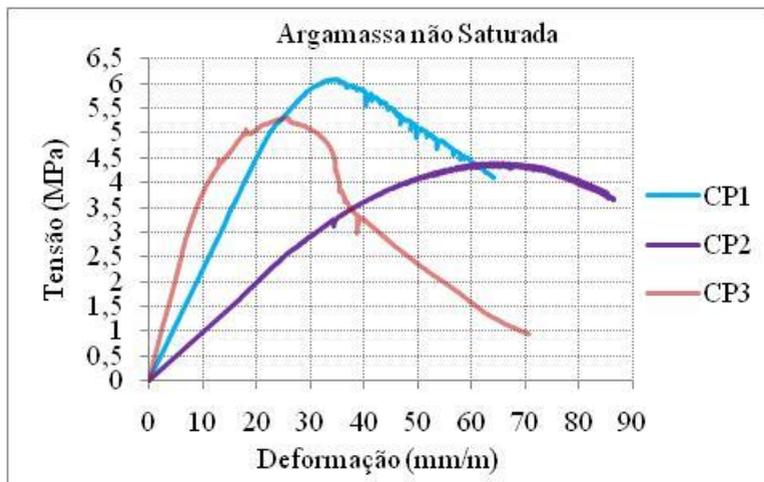


Figura 104 – Resistência à compressão de argamassa não saturada CPs ($\varnothing 5 \times 5$) cm

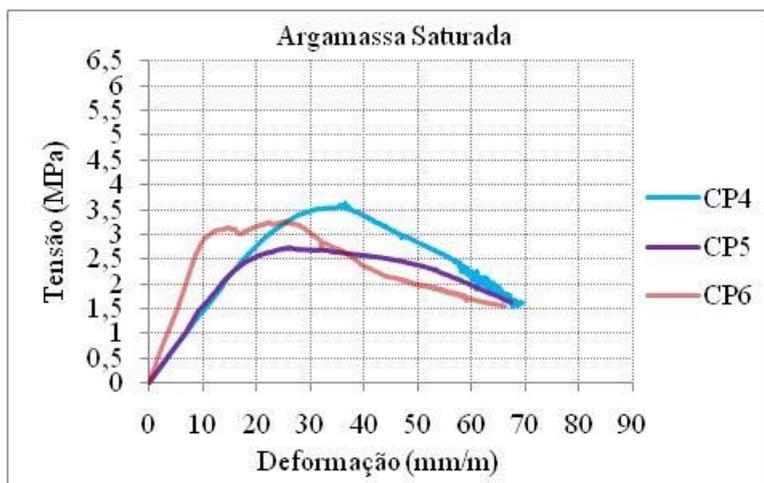


Figura 105 – Resistência à compressão de argamassa saturada CPs ($\varnothing 5 \times 5$) cm

Fica evidente que as curvas tem resistênciadiferente para condição não saturadas e saturadas. A partir das mesmas obteve-se o valor máximo da resistência à compressão, visto na Tabela 25. Os valores médio dos CPs da argamassa indicaram que ela perdeu 38% da resistência à compressão quando passou da condição não saturada para saturada.

Tabela 25 – Resistência à compressão da argamassa de revestimento

CP	Condição	f_a (MPa)	
1	Não Saturado	6,07	M=5,23
2	Não Saturado	4,36	Dp=0,85
3	Não Saturado	5,27	Cv=16%
4	Saturado	3,54	M=3,22
5	Saturado	2,90	Dp=0,32
6	Saturado	3,23	Cv=10%

Embora ocorra diferença entre as características geométricas da argamassa confeccionada no laboratório e a retirada na parede do edificíco caixão, é possível observar nas Tabelas 22 e 25 que o valor médio da resistência à compressão entre as duas argamassas, apresenta um erro nos resultados finais de 36% para condição não saturada e 7% para estado saturado.

4.3 – Prisma

4.3.1 – Ensaio de resistência à compressão

Para a obtenção da resistência à compressão de prismas com dois blocos foram confeccionados 6 corpos de prova, sendo 3 não saturados e 3 saturados. Os blocos foram posicionados horizontalmente na sua maior dimensão conforme foi observado no embasamento. Foi considerado a espessura da junta horizontal iguala 25 mm, valor médio encontrado na inspeção, ver itens 3.4.1 e 3.4.2.

Depois da moldagem dos prismas os 6 corpos de provas foram deixados 28 dias no ambiente do laboratório para realizar a cura. Ao fim deste período 3 deles foram rompidos e 3 imersos em caixa de água por mais 28 dias e em seguida ensaiados, utilizando as prescrições das normas NBR 8215 (1983) e BS EN 1052-1 (1999).

Ao iniciar o ensaio apareceram as dificuldades para fixação dos LVTDs no bloco superior e inferior. A primeira ideia foi colar nos blocos as peças que fixam os LVDTs, no entanto observou-se que isto não seria possível nos prismas saturados. Uma outra ideia foi colocar braçadeiras, mostradas na Figura 106. Contudo o resultado obtido também não foi satisfatório.



Figura 106 – Utilização de braçadeiras para fixação dos LVDTs

Finalmente, a melhor solução foi colocar os LVDTs nas chapas, conforme pode ser visto na Figura 107. Para obtenção dos dados foram colocados 4 LVDTs, um em cada lado do prisma.

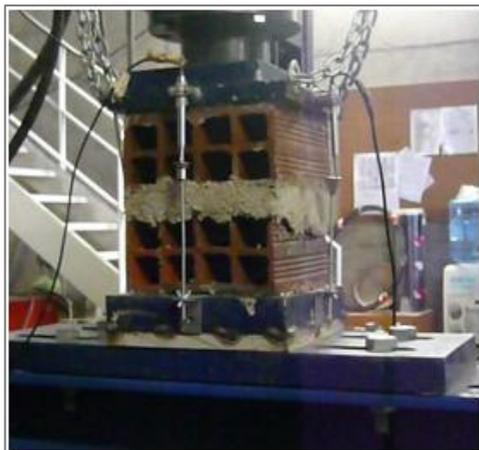


Figura 107 – Posição dos LVDTs

Os gráficos de tensão-deformação obtidos são apresentados nas Figuras 108 e 109. Na primeira figura estão os corpos de provas dos prismas saturados, sendo que os valores do P3 foram obtidos com os LVDTs fixos na braçadeira, enquanto nos outros prismas os resultados foram a partir dos LVDTs fixos nas chapas.

Cabe destacar que os valores iniciais foram desprezados no traçado dos gráficos mostrados nas Figuras 108 e 109. Devido ao método ter sido diferente, o P3 foi desconsiderado para o cálculo da resistência média à compressão e do módulo de elasticidade.

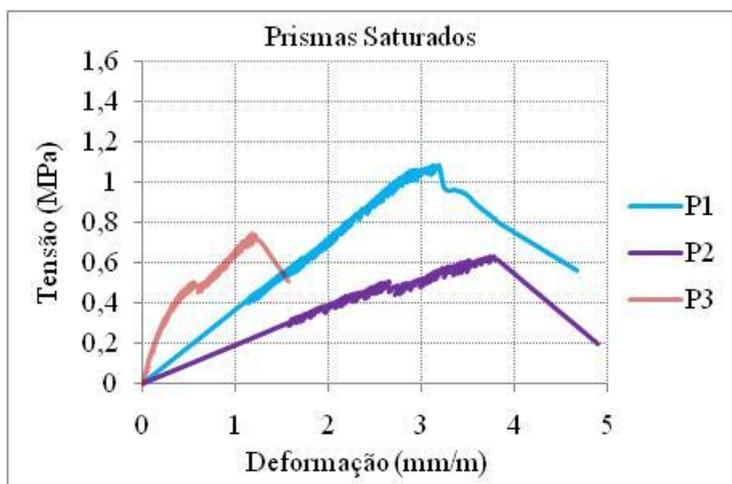


Figura 108 – Gráfico tensão-deformação dos prismas saturados

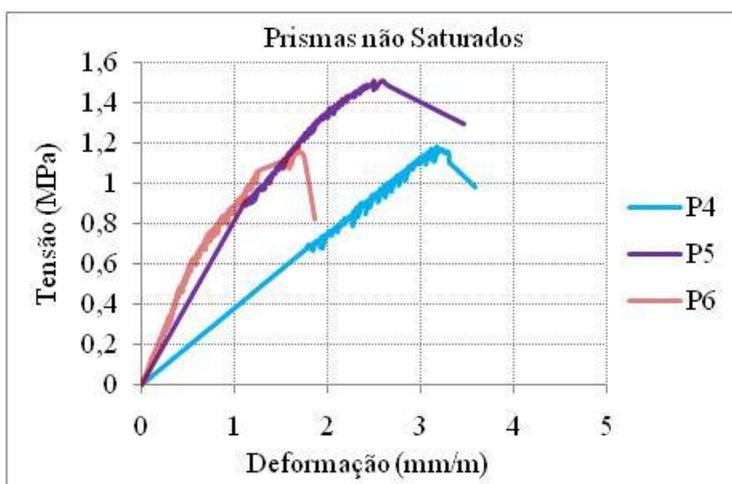


Figura 109 – Gráfico tensão-deformação dos prismas não saturados

A partir dos gráficos apresentados obtiveram-se os valores da resistência à compressão e do módulo de elasticidade dos prismas, mostrados na Tabela 26. Nesta pode-se notar que ocorreu uma diminuição de 34% na resistência à compressão e de 60% no módulo de elasticidade quando passa da condição de não saturado para saturado.

Tabela 26 - Resistência e módulo de elasticidade dos prismas

Prisma	Condição	f_p (MPa)		E_p (MPa)	
P1	Saturado	1,07	M=0,84	355,60	M=272,05
P2	Saturado	0,62	Dp=0,32	188,30	Dp=118,16
P3	Saturado	-	Cv=38%	-	Cv=43%
P4	Não Sat	1,17	M=1,27	377,55	M=684,76
P5	Não Sat	1,50	Dp=0,20	763,33	Dp=276,43
P6	Não Sat	1,15	Cv=15%	913,40	Cv=40%

Na Figura 110 está demonstrada a forma de ruptura do prisma durante o ensaio de resistência à compressão. Observando-a os gráficos das Figuras 108 e 109 pode-se supor que sendo a argamassa mais rígida que os blocos, já próximo à resistência última, primeiramente ocorreu a ruptura dos septos dos blocos inferior e superior e das paredes externas, em seguida iniciou o fissuramento na argamassa ao longo dos furos, levando todo o conjunto ao colapso de maneira explosiva. Este fenômeno foi mais acentuado nos prismas não saturados do que nos saturados.



Figura 110 – Forma de ruptura dos prismas

4.3.2 – Ensaio de Fluência Acelerada

Para este ensaio foram moldados 6 prismas com dois blocos, sendo 3 não saturados e 3 saturados. Os blocos foram posicionados horizontalmente na sua maior dimensão, sendo que entre os mesmos a espessura da junta tinha 25 mm, conforme comentado no item 4.3.1.

Depois da execução dos prismas, os 6 corpos de provas foram deixados 28 dias no ambiente do laboratório para realizar a cura. No prazo final, 3 deles foram rompidos e 3 imersos em caixa de água por mais 28 dias antes de serem ensaiados. Os prismas saturados, após a retirada da água, individualmente, foram envolvidos com plástico para não perderem a umidade.

Para o ensaio de fluência não existe uma norma específica, conforme mencionado no Capítulo 2, item 2.6. Porém trabalhos publicados por autores como Binda e outros (2008); Lourenço e Pina-Henrique (2008); Shrive e Taha (2008); Roca e outros (2008) serviram de orientações para desenvolver o experimento.

Nas pesquisas realizadas pelos referidos autores, as estruturas foram executadas em alvenaria histórica de pedra ou tijolo cerâmico. Por isso, houve necessidade de ajustar o ensaio para materiais com propriedades físicas e mecânicas diferentes, tais como a geometria e a resistência à compressão do bloco e da argamassa.

Isto fez com que o valor da pré-carga inicial ficasse entre 0,40 MPa a 0,45 MPa, sendo admitidos patamares de carga de 5 a 8 horas, incremento na altura de cada patamar de 0,02 MPa e a velocidade de carregamento de 0,03 kN/seg.

Como os pesquisadores citados acima salientam que a temperatura influencia no ensaio de fluência, foram anotadas a variação térmica e a umidade no ambiente do laboratório. As medições foram obtidas a cada duas horas, exceto à noite em que o intervalo foi um pouco mais longo. Os resultados das medições da temperatura e da umidade do ar, de um total de 72 anotações não indicaram variações significativas, ficando em torno de 24 °C e aproximadamente 60% para a umidade relativa no transcorrer dos ensaios.

Para a realização do ensaio era necessário saber qual o valor máximo da tensão de ruptura para os prismas saturados e não saturados. Para isso considerou-se os resultados dos ensaios de prismas descritos no item 4.3.1, que eram similares aos usados neste ensaio.

A partir dos resultados do ensaio de resistência à compressão dos prismas, tomou-se como pré-carga 40% da tensão de ruptura e aplicou-se 10% no carregamento restante para cada altura do patamar de carga em intervalo de 5 horas. À noite os intervalos de tempo passaram a ser maiores, tendo ficado em aproximadamente 8 horas.

Inicialmente aplicava-se a pré-carga através da bomba manual mostrada na Figura 111. Ao mesmo tempo observava-se através do monitor, a variação da força. Caso esta não estabilizasse era ajustado até obter o valor desejado. Em seguida deixava-se a carga aplicada durante 5 horas e ao fim deste tempo adicionava-se o valor do incremento de carga para o patamar seguinte. Na Figura 111 pode ser visto o conjunto de equipamentos empregados no ensaio.

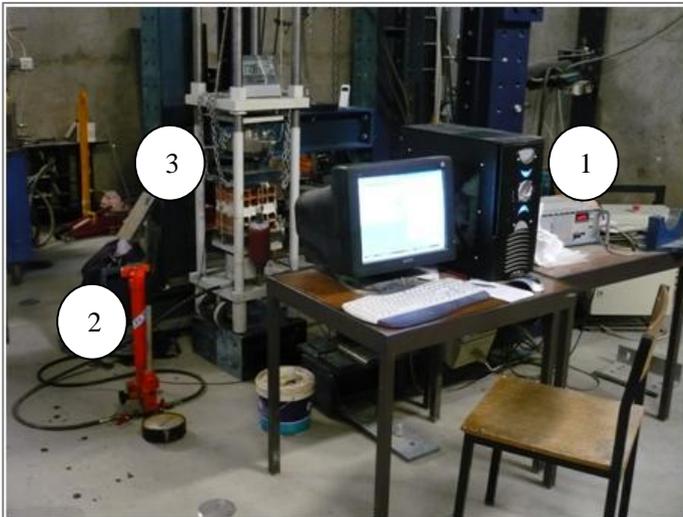


Figura 111 – Equipamentos utilizados no ensaio de fluência acelerada

Ainda na Figura 111 pode-se notar em 1, o sistema de aquisição de dados que tinha 16 canais, a bomba em 2 para aplicar pressão no conjunto e 3 o bastidor mostrado na Figura 112. Nesta figura observa-se

uma estação meteorológica número 4 para medição do tempo, variação térmica e umidade, a célula de carga em 6, o prisma está indicado em 7 e um reservatório de gás para regular a pressão em 8.

Prosseguindo na observação da Figura 112, nota-se os LVDTs fixos na vertical em cada lado das chapas superior e inferior, perfazendo um total de 4. Um outro LVDT foi colocado na parte superior da chapa indicado em 5. Porém, os resultados não foram utilizados nos traçados dos gráficos, tendo servido apenas para comparação entre os LVDTs.

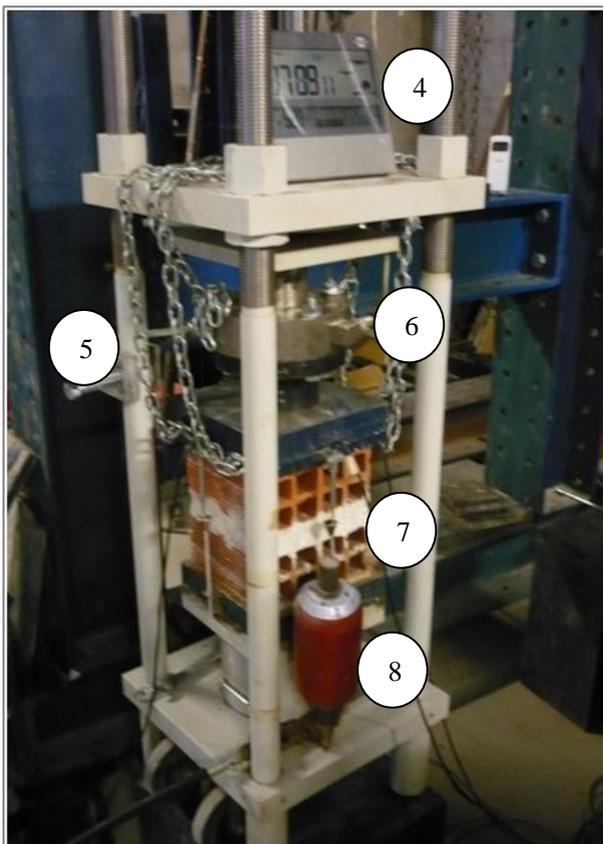


Figura 112 – Bastidor usado no ensaio de fluência acelerada

A partir do sistema de aquisição de dados foram obtidos pontos que permitiram traçar os gráficos mostrados nas Figuras 113, 114, 115 e

116. Comparando as Figuras 113 e 114 observa-se que os prismas não saturados apresentam maiores valores de tensões e levaram menos tempo para romper do que os saturados. Outra visão que as duas figuras oferecem é de que os prismas saturados mostram maior uniformidade no traçado dos gráficos do que nos prismas não saturados.

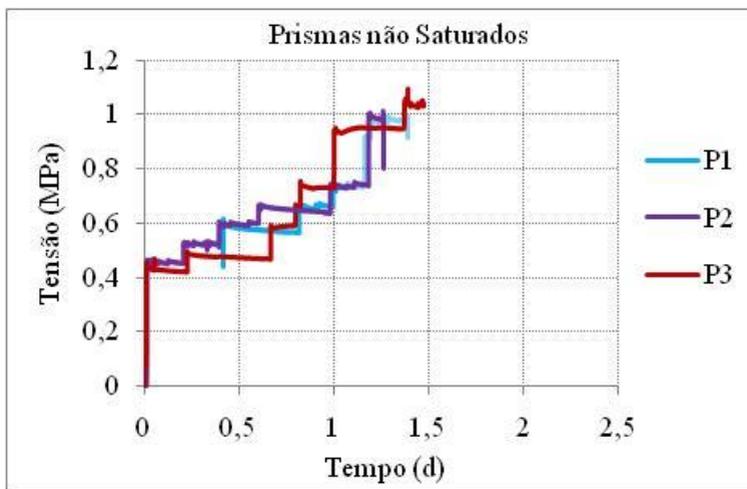


Figura 113 – Gráfico tempo-tensão de prismas não saturados

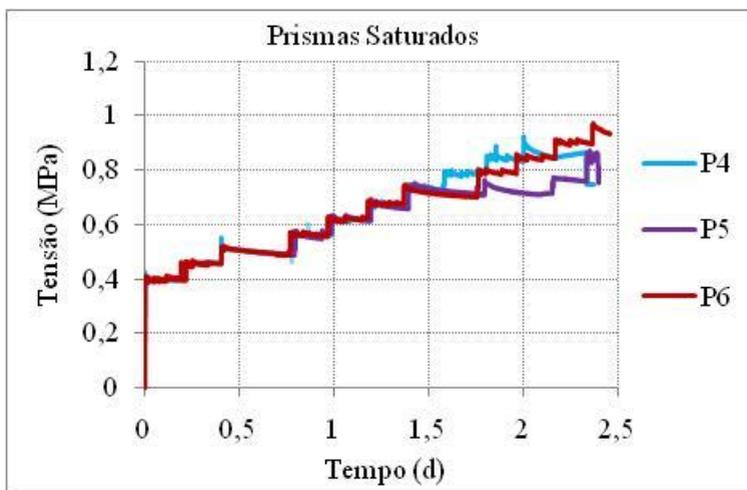


Figura 114 – Gráfico tempo-tensão de prismas saturados

Analisando-se as Figuras 115 e 116, verifica-se que nos prismas não saturados existe maior dispersão no traçado dos gráficos, especialmente para o P1. O valor médio da deformação no prisma saturado foi menor que na condição não saturados, além disso, o tempo de realização dos ensaios em prismas saturados foram maiores que em prismas não saturados.

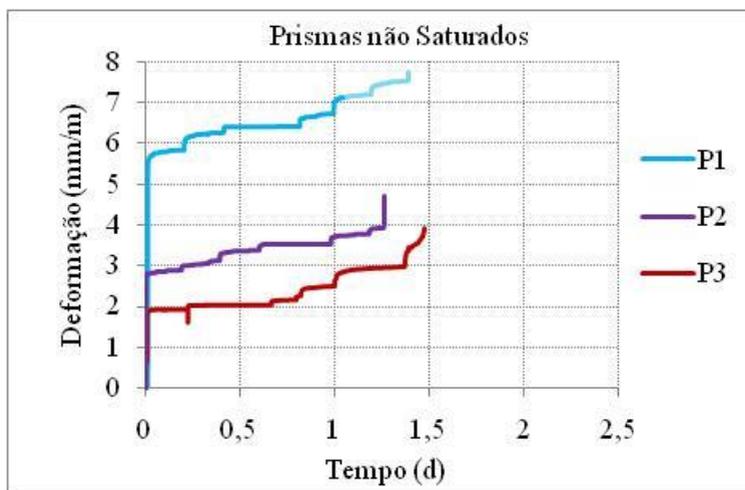


Figura 115 – Gráfico tempo-deformação de prismas não saturados

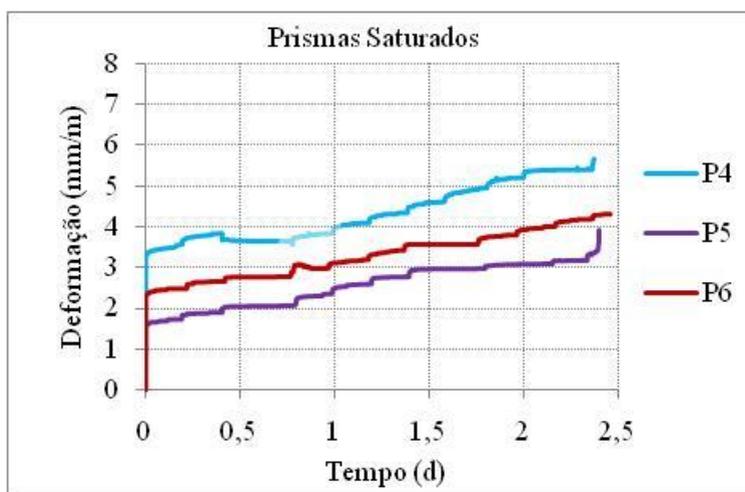


Figura 116 – Gráfico tempo-deformação de prismas saturados

A partir dos gráficos apresentados nas Figuras 113, 114, 115 e 116 foi possível obter os resultados que estão indicados na Tabela 27. Nesta constam os valores da variação da tensão e deformação, obtidos a partir do ponto inicial da pré-carga e a ruptura dos prismas.

Tabela 27 – Resultados do ensaio de fluência acelerada

Nº	Prisma Condição	Variação		Tempo (d)
		Tensão (MPa)	Deformação (mm/m)	
P1	Não Sat	0,65	1,72	1,37
P2	Não Sat	0,57	1,06	1,26
P3	Não Sat	0,57	1,60	1,46
M		0,60	1,46	1,36
Dp		0,05	0,35	0,10
Cv (%)		8	24	7
P4	Saturado	0,48	2,10	2,34
P5	Saturado	0,45	2,23	2,39
P6	Saturado	0,50	1,89	2,34
M		0,50	2,07	2,36
Dp		0,06	0,17	0,03
Cv (%)		12	8	1

A partir das informações nas Tabelas 26, 27 e nas Figuras 113,114,115 e 116 foi possível calcular o coeficiente de fluência final (φ_{∞}) e do módulo de elasticidade em longo prazo (E_{∞}) dos prismas que estão apresentados na Tabela 28.

Tabela 28 – Coeficiente de fluência final e módulo de elasticidade em longo prazo dos prismas

Prisma	¹ σ_p (MPa)	² E_p (MPa)	³ ε_{el}	⁴ ε_{∞}	⁵ φ_{∞}	⁶ E_{∞} (MPa)
Não Sat	1,27	684,76	0,0019	0,0038	2,05	224,51
Saturado	1,07	272,05	0,0039	0,0041	1,04	133,36

¹Valores médios da tensão nos prismas (σ_p) obtidos na Tabela 26;

²Valores médios do módulo de elasticidade nos prismas (E_p) obtidos na Tabela 26;

³Deformação elástica da alvenaria (ε_{el}), ver Tabela 4 e nota a;

⁴Deformação final da alvenaria (ε_{∞}), obtida nos gráficos das Figuras 107 e 108;

⁵Coefficiente de fluência final (φ_{∞}), ver Tabela 4 e nota a; e,

⁶Módulo de elasticidade a longo prazo (E_{∞}), ver equação 33.

Nota-se na Tabela 28 que o módulo de elasticidade dos prismas não saturados diminuiu aproximadamente 67% ao longo de 1,36 dias, enquanto que no estado saturado este valor foi de aproximadamente 51% no prazo de 2,36 dias. Pode-se observar, também, que o valor do coeficiente de fluência diminuiu no estado não saturado em relação ao saturado. Além disso, o coeficiente de fluência para o estado saturado situou-se na faixa estabelecida pelo Eurocode 6-1 (2005) que é entre 0,5 e 1,5 para blocos cerâmicos, sendo que no estado não saturado este valor ficou um pouco acima, cerca de 37%.

Outra informação obtida durante a realização desse ensaio foi sobre o modo de ruptura dos prismas. Este foi similar ao apontado no item 4.3.1 para os prismas submetidos ao ensaio de resistência à compressão, porém as fissuras nos blocos e argamassa eram mais visíveis nos prismas saturados, um pouco antes da ruptura brusca.

Na Figura 117, de prisma na condição saturada envolto no plástico fino, pode-se notar o aparecimento da fissura na argamassa. O mesmo acontece para prisma não saturado representado na Figura 118.



Figura 117 – Fissuramento nos prismas saturados



Figura 118 – Fissuramento nos prismas não saturados

4.4 – Ensaio de amostras do edifício caixa:UMinho

O ensaio mencionado nesta seção foi realizado nas amostras prismáticas retiradas do edifício caixa (EC) em Recife. Foram coletadas 10 amostras e enviadas para Universidade do Minho em Portugal, mas somente 6 estavam em boas condições de serem ensaiadas.

Após a inspeção, iniciou-se a preparação da argamassa “autonivelante”, comentada no item 4.2.2, para fazer o capeamento dos prismas. No primeiro dia fez-se o capeamento na parte superior e no segundo dia o capeamento na parte inferior, conforme prescreve a NBR 15270-3 (2005). Depois desta etapa as amostras foram numeradas e efetuadas as medições que constam na Tabela 29.

Tabela 29 – Características geométricas dos prismas

Nº	Prisma Condição	Dimensão (mm)		
		Largura	Altura	Comprimento
P1	Saturado	150,00	670,00	310,00
P2	Saturado	130,20	664,60	310,00
P3	Saturado	140,00	666,50	300,00
M (MPa)		140,10	667,03	306,67
Dp (MPa)		9,90	2,74	5,77
Cv (%)		7	0,4	2
P4	Não Sat.	144,40	665,00	300,00
P5	Não Sat.	140,00	675,00	315,00
P6	Não Sat.	165,00	667,00	300,00
M (MPa)		149,80	669,00	305,00
Dp (MPa)		13,35	5,29	8,66
Cv (%)		9	0,8	3

Os prismas eram formados por 3 unidades com as características geométricas do bloco mostrado na Figura 90. A espessura da junta entre os blocos apresentava grande variabilidade, indicando uma má qualidade no assentamento. Contudo pode-se admitir um valor médio por volta de 27 mm.

Como alguns pesquisadores brasileiros - apresentados no Capítulo 2, item 2.6 - afirmam que o revestimento influencia na resistência à compressão dos prismas, antes das amostras serem ensaiadas foi

anotado o valor médio da espessura do revestimento em ambos os lados dos prismas. Estes valores podem ser vistos na Tabela 30.

A variação na espessura do revestimento demonstra também que não houve controle na execução desta etapa, o que pode indicar um problema mais grave como a falta de prumo na parede.

Tabela 30 – Espessura do revestimento nos prismas

Nº	Prisma Condição	Espessura do revestimento e bloco (mm)			
		E1	Bloco	E2	Total
P1	Saturado	30,50	89,00	30,50	150,00
P2	Saturado	14,90	90,50	25,30	130,20
3	Saturado	19,50	91,00	29,50	140,00
M (MPa)		21,63	90,00	28,43	140,10
Dp (MPa)		8,02	1,00	2,76	9,90
Cv (%)		37	1	10	7
P4	Não Sat.	20,0	89,9	34,5	144,40
P5	Não Sat.	20,0	90,0	30	140,00
P6	Não Sat.	35,5	89,0	40,5	165,00
M (MPa)		25,17	89,63	35,00	149,80
Dp (MPa)		8,95	0,55	5,27	13,35
Cv (%)		36	1	15	9

Depois da caracterização física, iniciou-se o estudo para fixação dos LVDTs nos prismas no estado não saturado para não comprometer o revestimento após a saturação. A solução usada foi fixar as cantoneiras de apoio dos LVDTs através de buchas. Foram colocadas 4 na vertical em cada lado da face maior, 2 em cada lateral na horizontal e mais 2 em cada lado da face maior na horizontal, totalizando 16 apoios para 8 LVDTs.

Terminada a etapa acima nos 6 prismas, 3 deles foram imersos numa caixa de água por 28 dias, mostrado na Figura 119, enquanto que os outros prismas foram deixados no ambiente do laboratório, e depois rompidos aos 28 dias.



Figura 119 – Prismas do EC nas caixas de água no ambiente do laboratório da UMinho

Concluído o período de saturação dos prismas, foi retirado umde cada da vez da caixa de água. Deixava-se escorrer a água, ao mesmo tempo foram colocadas as cantoneiras e fixados os LVDTs. Esta operação levava aproximadamente 2 horas, até iniciar o ensaio de resistência à compressão dos prismas que seguiu as orientações das normas NBR 8215 (1983) e BS EN 1052-1 (1999).

Na Figura 120 observa-se a posição dos LVDTs na vertical na maior face, o horizontal também na face maior e na lateral. Vale informar que a distância entre os apoios dos LVDTs na vertical foi de 365 mm e 160 mm entres eles na horizontal. Já os LVDTs posicionados na horizontal ficaram na metade da altura do prisma com a distância entre os apoios na maior face de 180 mm.

Para comprimir o prisma foi adaptado no atuador de carga um perfil metálico com 200 mm de largura, 200 mm de altura e 400 mm de comprimento, mais uma chapa de 30 mm de espessura que fez contato com a superfície do prisma. Entre a chapa e o prisma utilizou-se teflon.

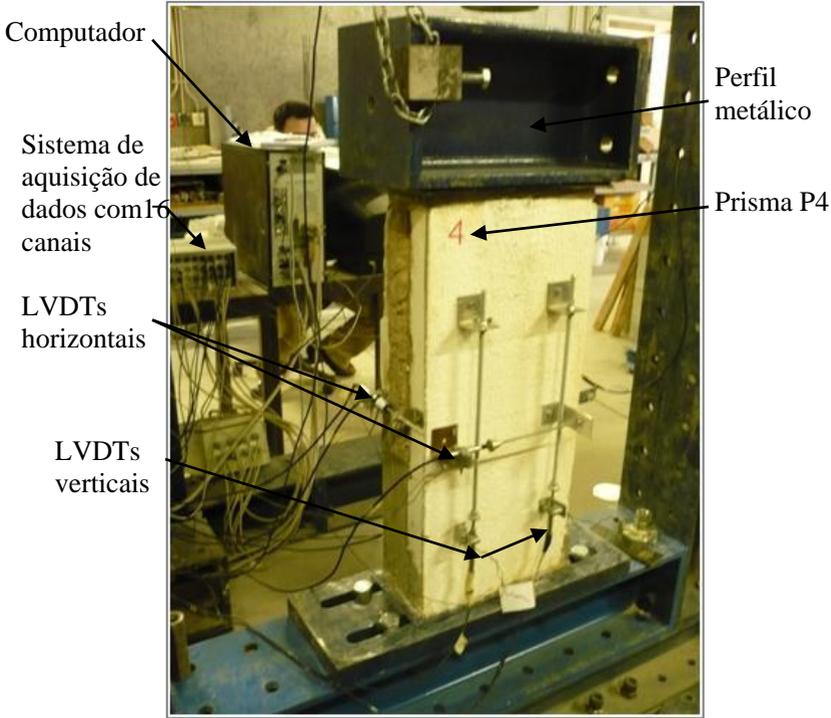


Figura 120 – Prisma do EC sendo ensaiado

Em seguida à preparação dos prismas, iniciou-se a aplicação da carga, sendo que a velocidade do carregamento seguiu às prescrições das normas citadas. Através do sistema de aquisição mostrado na Figura 120, obtiveram-se os pontos para traçar os gráficos mostrados nas Figuras 121 e 122.

Analisando os resultados obtidos para os prismas P1, P2 e P3 mostrados na Figura 121, pode-se visualizar que o P2 adquiriu maior valor de resistência que os outros dois, porém foi o que apresentou menor valor na espessura do revestimento, visto na Tabela 29. O P1 suportou uma menor tensão, sendo que a espessura do revestimento em ambos os lados foi a mesma.

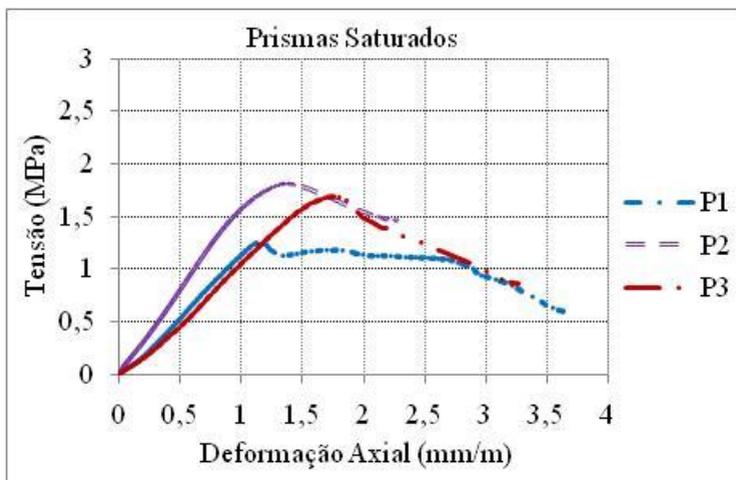


Figura 121 – Gráfico deformação-tensão de prismas saturados do EC

Verificando os gráficos da Figura 122, percebe-se uma resistência à compressão bem próxima para os prismas P4 e P5. Ambos apresentam a mesma espessura no lado, apresentados na Tabela 29, sendo que as larguras são praticamente iguais. No P6 a resistência à compressão foi menor que os outros dois, todavia neste a espessura do revestimento foi maior.

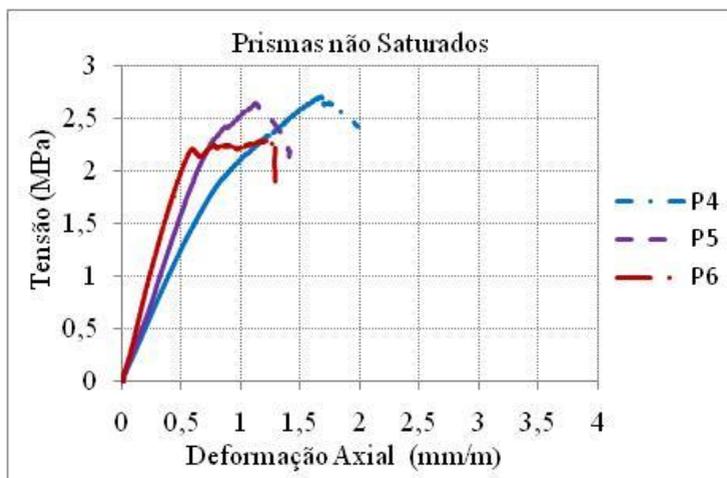


Figura 122 – Gráfico deformação-tensão de prismas não saturados do EC

Durante a realização do ensaio de prismas saturados notou-se que o descolamento do revestimento ocorria mais cedo que nos ensaios não saturados. Isto fica evidente à medida que se observa a Figura 123, cujos dados foram obtidos com os LVDTs posicionados nas laterais dos prismas, pode perceber que os prismas até a tensão de 0,5 MPa pouco deformaram, mas na proporção em que aumentou o valor de tensão a deformação cresceu ligeiramente levando o prisma ao colapso. Este fenômeno fica bem evidente no P3.

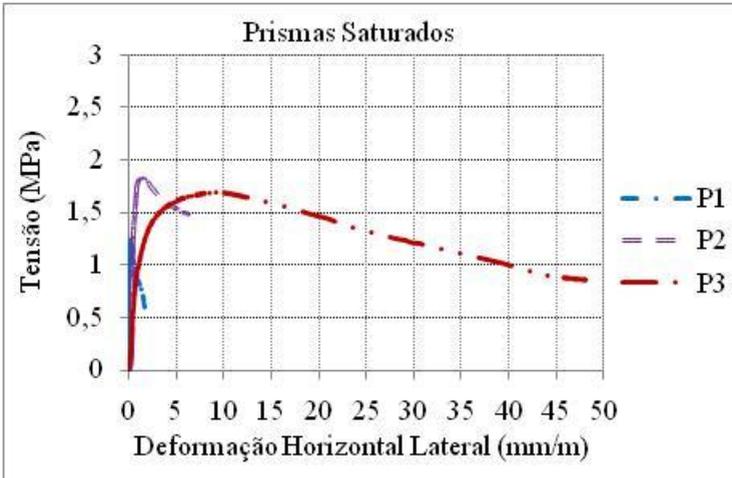


Figura 123 – Gráfico deformação lateral-tensão de prismas saturados do EC

A Figura 124 mostra o resultado do ensaio de prisma não saturado com os LVDTs posicionados nas laterais. Verifica-se através do gráfico do P4 que não ocorre deformação até aproximadamente a tensão de 2,5 MPa, os resultados parecem demonstrar que o revestimento permaneceu aderido ao substrato até próximo a carga máxima de ruptura. Imediatamente após iniciar a deformação ocorreu o colapso do prisma.

A ocorrência do descolamento parece indicar que o revestimento estava contribuindo para influenciar na resistência à compressão dos prismas. Este fato fica evidente na medida em que compara os prismas saturados com os não saturados apresentados nas Figuras 125 e 126.

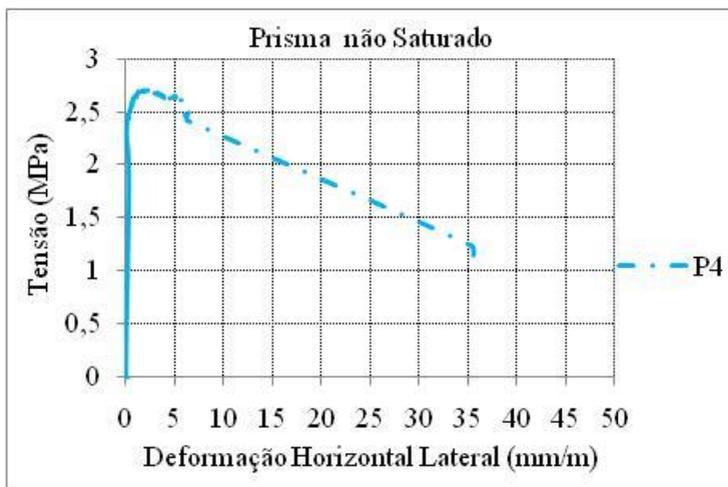


Figura 124 – Gráfico deformação lateral-tensão de prismas não saturados do EC

A partir dos gráficos existentes nas Figuras 121 e 122 foi obtida a resistência à compressão e módulo de elasticidade dos prismas mostrados na Tabela 31. Nela é possível observar que a tensão média no prisma saturado diminui 37% quando comparado com o não saturado. Porém, quando se estabelece esta mesma comparação entre os módulos de elasticidade, o valor passa a ser de 65%.

Tabela 31 – Resistência à compressão e módulo de elasticidade dos prismas do EC realizados na UMinho

CP	Condição	f_p (MPa)		E_p (MPa)	
1	Saturado	1,25	M=1,59	1034,0	M=1168,17
2	Saturado	1,82	Dp=0,30	1036,0	Dp=294,63
3	Saturado	1,69	Cv=19%	964,50	Cv=25%
		$f_{pk} = 1,10$		$E_{pk} = 682,0$	
4	Não Sat.	2,69	M=2,52	2558,0	M=3307,67
5	Não Sat.	2,64	Dp=0,25	2973,0	Dp=961,71
6	Não Sat.	2,23	Cv=10%	4392,0	Cv=29%
		$f_{pk} = 2,11$		$E_{pk} = 1721,0$	

É importante observar na Tabela 31 que os valores médios da resistência à compressão dos prismas (f_p) e do módulo de elasticidade do prisma (E_p) foram obtidos a partir do ensaios de três corpos de prova, enquanto o valor característico do prisma (f_{pk}) e do módulo de elasticidade (E_{pk}) foram obtidos para um nível de confiança de 95%, utilizando as equações 41 e 42.

$$f_{pk} = f_p (\text{médio}) - 1,65 D_p \quad (41)$$

$$E_{pk} = E_p (\text{médio}) - 1,65 D_p \quad (42)$$

As Figuras 125 e 126 mostram a fissuração dos blocos e o descolamento do revestimento. O sinal de destacamento do revestimento ocorria bem mais cedo nos prismas saturados enquanto nos não saturados este sinal era próximo à carga máxima de ruptura, conforme pode ser visto no prisma P6 mostrado na Figura 126.



Figura 125 – Fissuração nos blocos e descolamento dos revestimentos



Figura 126 – Visualização do destacamento do revestimento no P6

4.5– Ensaio de amostras do edifício caixão: SENAI-PE

O ensaio apresentado a seguir foi todo ele executado pelo Laboratório de Ensaios Tecnológicos de Materiais da Construção Civil (LETMACC) do SENAI-PE. O laboratório realizou desde a coleta das amostras prismáticas, descrita no Capítulo 3, item 3.6, até a elaboração do relatório final, que se encontra no Anexo D, contendo as características geométricas, espessura do revestimento e o valor da resistência à compressão dos prismas.

As amostras prismáticas foram retiradas em pontos marcados do edifício, já mostrados através de planta e corte no Capítulo 3, item 3.6, nos 4 andares no embasamento. Os prismas retirados das paredes dos pavimentos tinham 4 blocos cerâmicos com 8 furos cada, assentados com furo na horizontal, revestidos em ambos os lados. As unidades tinham as características geométricas similares ao bloco apresentado na Figura 90.

Os prismas coletados no embasamento eram formados por blocos cerâmicos deitados no seu lado maior, ficando a parede com a largura do bloco, neste caso 190 mm. Na Figura 127 está o prisma retirado no embasamento antes de ser ensaiado. Nesta figura notam-se a má qualidade dos blocos e a variabilidade nas juntas.



Figura 127 – Prisma retirado no embasamento

A Tabela 32 mostra os resultados obtidos para todos os prismas ensaiados, especificados por pavimentos e em termos das dimensões e resistência à compressão. Também é mostrado o valor médio da resistência característica do prisma (f_{pk}) para um nível de confiança de 95%.

Tabela 32 – Ensaio dos prismas realizados pelo SENAI-PE					
N°	Prisma Localização	Dimensão (mm)			f_p (MPa)
		L	H	C	
1	Paredes do	172,21	357,95	413,39	1,81
2	Embasamento	191,84	367,07	390,14	1,94
3	(Fundação)	236,16	364,22	388,80	1,41
	M	200,07	363,08	397,44	1,72
	Dp	32,76	4,67	13,83	0,28
	Cv (%)	16	1	3	16
	f_{pk} (95%)		1,26		
4	Piso0	135,79	414,87	400,69	1,97
5	(Pav. térreo)	156,06	425,54	402,78	2,85
	M	145,93	420,21	401,74	2,41
	Dp	14,33	7,54	1,48	0,62
	Cv (%)	10	2	0,4	26
	f_{pk} (95%)		1,39		
6	Piso1	130,32	428,00	403,86	1,40
7	(1° Pav.)	136,95	422,71	402,03	1,46
	M	133,64	425,36	402,95	1,43
	Dp	4,69	3,74	1,29	0,04
	Cv (%)	3	0,9	0,3	3
	f_{pk} (95%)		1,36		
8	Piso2	136,73	421,63	398,32	2,13
9	(2° Pav.)	140,06	422,76	397,07	2,16
	M	138,40	422,20	397,70	2,15
	Dp	2,35	0,80	0,88	0,02
	Cv (%)	2	0,2	0,2	1
	f_{pk} (95%)		2,18		
10	Piso3	132,11	416,76	397,95	3,42
11	(3° Pav.)	139,05	419,86	402,96	2,31
12		135,99	419,45	425,65	1,94
	M	135,72	418,69	408,85	2,56
	Dp	3,48	1,68	14,76	0,77
	Cv (%)	3	0,4	4	30
	f_{pk} (95%)		1,29		

Calculando a média da largura, altura e comprimento dos prismas em cada piso na Tabela 31, obtêm-se as dimensões aproximadas de 140 x 420 x 400 mm, exceto no embasamento que mediu 200 x 360 x 400 mm. Os prismas retirados das paredes dos pisos 0, 1, 2 e 3 tiveram em média os seguintes valores de resistência à compressão: 2,41; 1,43; 2,15 e 2,56 MPa, respectivamente. Comparando estes valores com os mencionados no item 4.4, Tabela 30 que ficou em 2,52 MPa para prisma não saturado, vê-se que existe uma diferença de 15% da resistência média do prisma obtida na Universidade do Minho para o resultado obtido no LETMACC do SENAI-PE, sendo este último inferior.

No embasamento a resistência média dos prismas coletados da parede foi 1,72 MPa para um Cv de 16% mostrado na Tabela 31. Uma melhor representação desta discussão está indicado na Figura 128, onde é visualizada a diferença de resistência por piso do edifício. Destacam-se a resistência dos prismas dos Piso1 e Piso3, que resultaram no acréscimo de 79% do primeiro para o segundo.

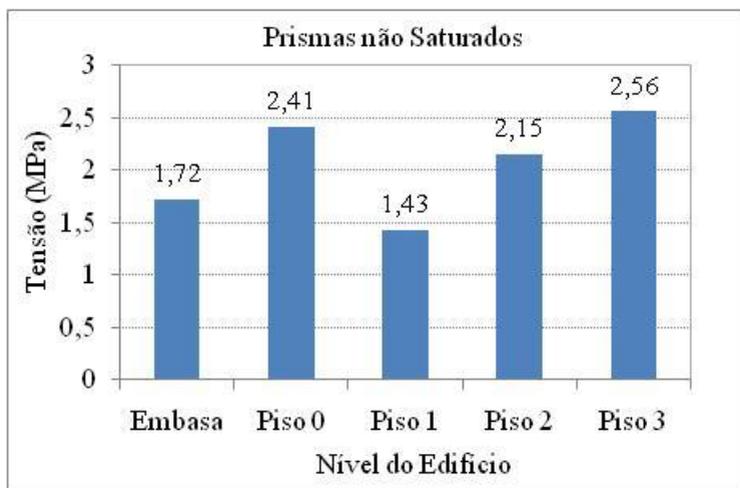


Figura 128 – Visualização dos níveis do edifício-resistência dos prismas

Baseado na Figura 127 e inspeção nos materiais coletados do edifício, supõe-se que avariação dos resultados, vista na Figura 128, pode ser justificada pela má qualidade da fabricação dos blocos e pela grande variabilidade da geometria, tanto dos blocos como das juntas. Inclusive no relatório elaborado pelo SENAI-PE, consta uma observação de que

foram encontrados em um mesmo prisma, blocos com furos na vertical e horizontal.

Finalmente cabe lembrar que o modo de ruptura dos prismas não saturados, visto na Figura 129 foi semelhante ao descrito no item 4.4. O revestimento permanece aderido ao substrato próximo à tensão máxima, quando imediatamente ocorre o descolamento, levando a parede ao colapso.



Figura 129 – Destacamento dos revestimentos do prisma SENAI-PE

4.6 - Considerações finais

Ao longo deste capítulo foram mostrados e discutidos os ensaios realizados nos laboratórios da Universidade do Minho e no do SENAI-PE. Na primeira instituição, inicialmente foi feita a caracterização física dos materiais, depois ensaio de índice de absorção de água e índice de absorção de água inicial dos blocos, ensaios de resistência à compressão do bloco e de argamassa, ensaio de resistência à compressão e fluência acelerada em prismas com dois blocos e ensaio de amostras retiradas aleatoriamente do edifício caixão. Na segunda instituição foi realizado ensaio de resistência à compressão de amostras prismáticas retiradas em paredes predeterminadas do edifício caixão.

Os resultados da caracterização dos materiais usados nos prismas indicaram que os blocos, cimento, cal e areia usada na argamassa atenderam às especificações das normas citadas. O ensaio de absorção de água das amostras de blocos e pedaços retirados das paredes foram considerados conforme. O percentual de absorção foi inferior ao recomendado pela norma, enquanto que o índice de absorção de água inicial foi superior ao limite máximo prescrito.

No ensaio de resistência à compressão dos blocos com furos na horizontal na condição não saturado, os valores encontrados foram iguais ao mínimo estabelecido pela norma. No entanto quando o bloco passou da condição não saturado para saturado, a resistência reduziu cerca de 36%. Quando analisada a condição do bloco saturado e comparado com o valor mínimo recomendado pela norma verificou-se que a resistência diminuiu 35%. Uma outra análise realizada foi com o módulo de elasticidade dos blocos. Observou-se que este diminuiu 25% quando passou do estado não saturado para o saturado.

Para a argamassa foram realizados ensaios de flexão e resistência à compressão para corpos prismáticos e cilíndricos. Nos ensaios foram analisados os corpos de prova quando passam do estado não saturado para saturado e observou-se que nos prismáticos as resistências diminuíram 49% na flexão e 39% na compressão. No cilíndrica a redução foi de 21% na resistência à compressão e de 15% para o módulo de elasticidade.

Um outro ensaio de argamassa foi realizado no revestimento das paredes do edifício caixão Trata-se do ensaio de arrancamento e de resistência à

compressão da argamassa. No primeiro ensaio ficou evidente de maneira geral que a forma de ruptura ocorreu na interface entre a argamassa e o substrato, tendo os resultados indicado que a aderência ao bloco foi inferior ao valor mínimo recomendado pela norma brasileira. Pode-se supor que o chapisco esteja contribuindo para o revestimento permanecer aderido ao substrato. Em relação ao segundo ensaio, ocorreu uma perda de resistência à compressão de 38% quando a argamassa no estado endurecido passou de não saturado para saturado.

Na análise da resistência à compressão de prismas com dois blocos deitados, os resultados mostraram que quando se estabelece uma comparação entre as condições não saturadas e saturadas, ocorre uma redução de 34% na resistência e de aproximadamente 60% no módulo de elasticidade. Fazendo esta mesma análise no ensaio de fluência acelerada nos prismas com características idênticas as do primeiro ensaio, observou-se que o coeficiente de fluência apresentou maior valor para o estado não saturado, porém o resultado ficou um pouco acima do recomendado pela norma europeia para alvenaria. Na análise do coeficiente de fluência a partir do estado saturado nota-se que ele se situou na faixa estabelecida pelo código europeu. O módulo de elasticidade a longo prazo diminuiu tanto para o estado não saturado como para o saturado

Um importante ensaio de prisma foi efetuado nas amostras retiradas aleatoriamente do edifício caixão. Neste ensaio foi verificada a resistência à compressão dos corpos de prova na condição não saturados e saturados. Os resultados mostraram que a resistência reduziu 37% e o módulo de elasticidade 65% quando os prismas foram imersos na água. Nos mesmos prismas foi analisada a influência da espessura do revestimento na resistência à compressão da parede. Os resultados evidenciaram que o revestimento contribuiu para o aumento da resistência à compressão dos prismas. Ainda observou-se que o destacamento do revestimento foi bem acentuado nos prismas saturados, enquanto que nos prismas não saturados o descolamento do revestimento ocorreu próximo da tensão máxima de ruptura. Esta duas análises mostraram que o revestimento influenciou na resistência do prisma.

Nos ensaios executados nas amostras retiradas em paredes predeterminadas no edifício caixão, obteve-se grande variabilidade nos resultados. Contudo é possível deduzir que isto se deve à má qualidade

dos blocos e à variação na espessura das juntas. No entanto, é possível comparar os resultados obtidos nas paredes aleatoriamente e em paredes predeterminadas para observar que a diferença foi de apenas 15% na resistência à compressão.

Outro aspecto que merece consideração nesta conclusão são os modos de rupturas das paredes no embasamento e nos pavimentos superiores. Através do ensaio realizado nos prismas com dois blocos pode-se compreender que no embasamento, devido à não existência da contribuição do revestimento, ocorre a deterioração dos blocos e da argamassa das juntas ao longo do tempo devido a variação no lençol freático. Este fenômeno faz com que a parede diminua a capacidade resistente, conforme foi mostrado nos ensaios saturados. Diminuindo a resistência da parede, nos septos e nas paredes externas dos blocos aparecem as fissuras ao longo dos furos que se propagam pela argamassa de assentamento levando a estrutura ao colapso. O aparecimento das fissuras surge bem próximo à carga máxima de ruptura, não tendo sido possível estabelecer um percentual do início do fissuramento.

Nos pavimentos superiores do edifício, por causa da presença do revestimento, o modo de ruptura é diferente. Nesta situação, como existe a contribuição do revestimento na resistência da parede como indicaram os resultados, caso a parede não esteja saturada, a ruptura surgirá primeiramente com o descolamento do revestimento seguida imediatamente do fissuramento do bloco, levando o conjunto de unidade e argamassa a romper bruscamente, de maneira explosiva. Caso ao longo do tempo a unidade venha penetrar no revestimento da parede, a resistência irá diminuir porque o destacamento do revestimento ocorrerá antes da tensão máxima de ruptura. Nesta situação poderá existir a possibilidade de distinguir o aparecimento de algumas fissuras nos revestimento. Porém, não terá como estabelecer um percentual do início do fissuramento na parede.

CAPÍTULO 5

ANÁLISE TEÓRICA E NUMÉRICA DO EDIFÍCIO

5.1 – Considerações iniciais

No Capítulo 3 foram mostrados a inspeção realizada no edifício, os ensaios com macacos planos, dinâmico, emissão acústica, arrancamento e a retirada de amostras prismáticas para serem ensaiadas nos laboratórios. No Capítulo 4 estão os resultados das amostras ensaiadas.

Neste capítulo, a partir das informações e dos dados obtidos nos dois capítulos anteriores, faz-se a descrição das análises teóricas e numéricas. Na análise teórica serão mostrados os procedimentos de cálculo, desde a distribuição das lajes com suas respectivas cargas, às solicitações atuantes na estrutura. Depois, calculam-se as tensões nas paredes e comparam-se os valores com as normas brasileiras, estrangeiras e verifica-se a segurança estrutural do edifício. Em seguida inicia-se uma simulação numérica avançada, dividida nas etapas das análises linear e não linear.

As simulações numéricas foram realizadas por um programa de elementos finitos denominado *DIANA* (Displacement Method Analyser). O programa é baseado no método dos deslocamentos com características tridimensionais e não lineares. O programa foi desenvolvido na Holanda desde 1972, pelo instituto TNO Building and Construction Research na Holanda.

Através do *DIANA* é possível analisar fenômenos complexos nas estruturas, como por exemplo a fissuração e o esmagamento. O programa conta com o modelo de fissuração discreta (“discrete crack model”) e com o modelo de fissuração distribuída (“smeared crack model”). Neste trabalho será utilizada a segunda opção porque este modelo apresenta maiores facilidades para simulação numérica das estruturas em alvenaria. A vantagem deste modelo é que se necessita apenas atualizar a relação tensão versus deformação após a ocorrência de fissura, sem modificar a característica da malha de elementos finitos durante a análise, como ocorre em outros modelos.

Para validação da análise computacional, comparam-se os resultados teórico, numérico e normalizado e debatem-se estes valores em relação à segurança estrutural das paredes do edifício à compressão. Por fim são indicados os prováveis locais em que se inicia o fissuramento no edifício caixão.

5.2 – Análise teórica

5.2.1 – Esquema das lajes e paredes do edifício

Na investigação realizada no edifício mostrada no Capítulo 3, item 3.4.2 constatou-se que foi empregada laje pré-moldada, porém na análise teórica e numérica foi admitida laje maciça. Esta consideração é possível porque foi encontrada armadura negativa entre as lajes e os resultados obtidos nas paredes onde foram retirados os prismas, tanto para a laje maciça como pré-moldada não apresentaram diferenças significativas a ponto de comprometer a análise. Cabe destacar que os vãos de apoio das lajes são relativamente pequenos.

As características geométricas da edificação, a numeração da parede (PAR) e o formato da laje e sua numeração (L) estão representados na Figura 130. Além disso, está colocado entre parênteses as dimensões dos vãos em mm, obtidos entre eixos das paredes.

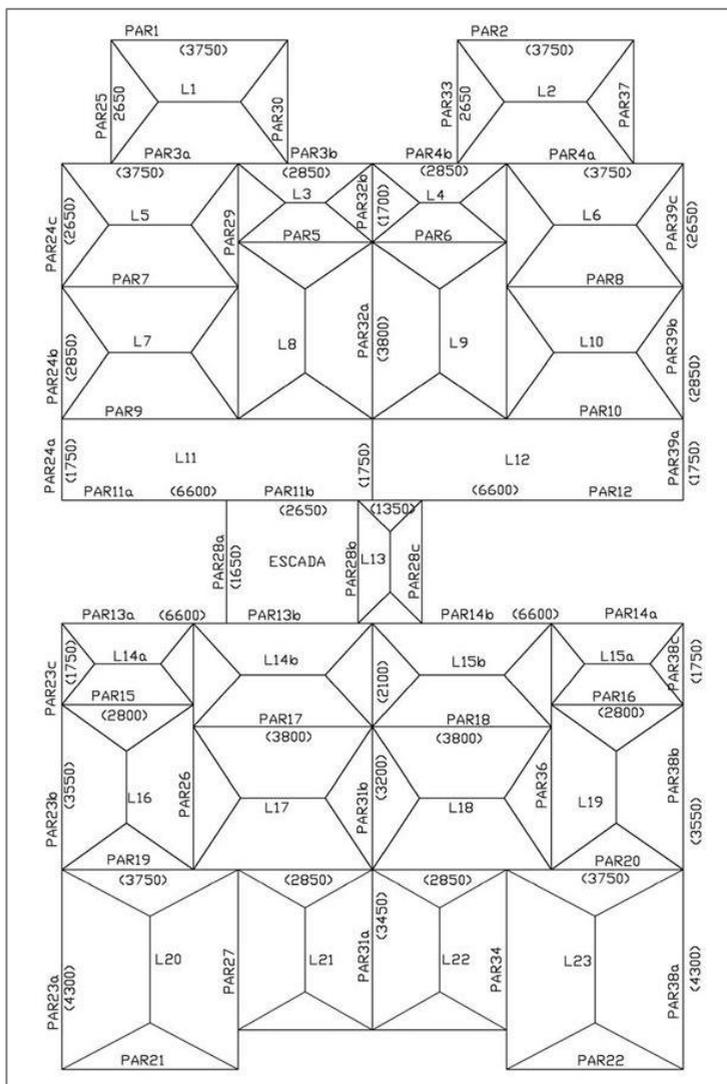


Figura 130 – Esquema da laje e parede

As informações anteriores são importantes porque na Tabela 33 estão indicadas as paredes de onde foram retirados os prismas. Inclusive suas posições no edifício estão representadas nas Figuras 80 e 81. Estes dados servirão para orientar a análise teórica e numérica do edifício em estudo. Aqui faz-se uma ressalva de que o ensaio de resistência

à compressão realizados nestes prismas foram não saturados e através do controle da força.

Tabela 33 – Localização dos prismas nas paredes

Edifício		Prisma	
Nível	Trecho	Número	Localização
Reservatório	Res	-	-
Piso5	Piso5 ao	-	-
Piso4	Piso4		
		P12 (AWE)	PAR26
	Piso4 ao	P11 (AWH)	PAR32a
Piso3	Piso3	P10 (AWI)	PAR36
	Piso3 ao	P9 (AWJ)	PAR3a
Piso2	Piso2	P8 (AWD)	PAR31b
	Piso2 ao	P7 (AWC)	PAR7
Piso1	Piso1	P6 (AWB)	PAR36
	Piso1 ao	P5 (AWN)	PAR29
Piso0	Piso0	P4 (AWL)	PAR31b
	Piso0 a	P3 (AWO)	PAR38a
Embasa	Fundação	P2 (AWK)	PAR39c
		P1 (AWN)	PAR1

5.2.2 – Determinação das ações atuantes

O principal objetivo deste trabalho é analisar a segurança do edifício com respeito a ações verticais. Em função disto foram determinadas as ações atuantes nos elementos estruturais provenientes do seu peso próprio e as reações provocadas pela laje.

Para o cálculo do peso próprio das paredes utilizaram-se as recomendações da NBR 6120 (2000). Os resultados foram obtidos multiplicando-se a largura da parede pela altura vezes a massa específica da alvenaria, conforme equação 43:

$$PP_{par} = t \cdot h \cdot \gamma \quad (43)$$

Onde:

$PPpar$ = peso próprio da parede em N/m;

t = largura da parede em m;

h = altura da parede em m;

γ = massa específica da alvenaria (bloco de vedação mais revestimento) em kN/m³.

Como exemplo será calculado o peso próprio da parede Par7 representada na Figura 130, cujo os resultados estão demonstrados nas equações 44 e 45. Esta parede tem 0,15 m de largura e 2,60 m de altura do piso0 ao piso4 e 0,20 m de espessura por 2,30 m de altura no embasamento. Verificação em laboratório indicou um valor aproximado de 13 kN/m³ para o peso específico da parede.

Nos pisos superiores: $PPpar = 0,15 \times 2,60 \times 13 = 5,07 \text{ kN/m}$ (44)

No embasamento: $PPpar = 0,20 \times 2,30 \times 13 \cong 6,0 \text{ kN/m}$ (45)

Após o cálculo do peso próprio das paredes, foram determinadas as ações provenientes das lajes. As ações verticais que atuam sobre as lajes foram consideradas uniformes, conforme preconiza a NBR 6118 (2007). Os principais esforços atuantes na laje do edifício em estudo são as cargas permanentes (g) e acidental (q):

- Peso próprio;
- Revestimento em argamassa;
- Camada de regularização;
- Revestimento em piso cerâmico; e,
- Carga acidental (sobrecarga).

O peso próprio, considerado carga permanente, foi determinado admitindo-se o emprego de laje pré-moldada. O cálculo consistiu em multiplicar a espessura da laje pelo peso específico do material que a compõe, sendo estimado durante a inspeção o valor de 14 kN/m³. O resultado do peso próprio está demonstrado na equação 46:

$$PPlaje = e \cdot \gamma = 0,15 \times 14 = 2,1 \text{ kN/m}^2 \quad (46)$$

Onde:

P_{Laje} = peso próprio da laje, em kN/m^2 ;

e = espessura da laje apresentada no item 3.4.2, em m;

γ = massa específica da laje, em kN/m^3 .

Para outras cargas consideradas permanentes, tais como o revestimento em argamassa e piso cerâmico foi utilizado o valor de $1,5 \text{ kN/m}^2$. Somando a carga proveniente do peso próprio mais a do revestimento e camada de regularização tem-se um total de $3,6 \text{ kN/m}^2$ de carga permanente (g) na laje de piso.

Para efeito da carga acidental ou variável considerou-se o valor mínimo de $1,5 \text{ kN/m}^2$ prescrito pela NBR 6120 (2000) para estabelecimentos residenciais e áreas como sala, quarto, sanitários e cozinha. Somando a carga permanente (g) mais a carga acidental (q) tem-se o total de carga atuante na laje, sem majoração, conforme a equação 47:

$$CLaje = g + q = 3,6 + 1,5 = 5,1 \text{ kN/m}^2 \quad (47)$$

Contudo, para simulação numérica no programa *Diana* é necessário conhecer a massa específica da laje, incluindo o peso próprio mais os revestimentos e camada de regularização. Para encontrar este valor dividiu-se toda a carga permanente (g) pela espessura da laje (e), como pode ser visto na equação 48:

$$\gamma_{laje} = \frac{g}{e} = \frac{3,60}{0,15} = 24 \text{ kN/m}^3 \quad (48)$$

Com a informação da carga total e a configuração das lajes entre si, procurou-se obter o valor da reação nas paredes do edifício em estudo. Para isto estudou-se os vários processos para o cálculo das reações como as linhas de rupturas, Tabelas de Marcus, Czerny, Kalmanok e a Teoria da Elasticidade. A NBR 6118 (2007) sugere para lajes retangulares com carga uniformemente distribuídas, o procedimento das linhas de ruptura. Para o cálculo das reações nas paredes tratando-se de lajes armadas em cruz, foram utilizadas as Tabelas de Kalmanok (1961). Os resultados foram obtidos empregando a equação 49:

$$RLn = c \cdot (g + q) \cdot a \quad (49)$$

Onde:

RLn = reação da laje de número n na parede, em kN/m;

c = coeficiente encontrado na tabela;

a = menor lado da laje, em m.

Para encontrar o coeficiente na tabela é necessário conhecer o resultado da relação: $\lambda = a/b$, onde a é menor vão da laje e b o maior. Outro dado importante é a carga total atuante na laje, neste caso foi a soma de $g+q$. Para melhor esclarecimento deste assunto será exemplificado com a parede PAR7, mostrada na Figura 131.

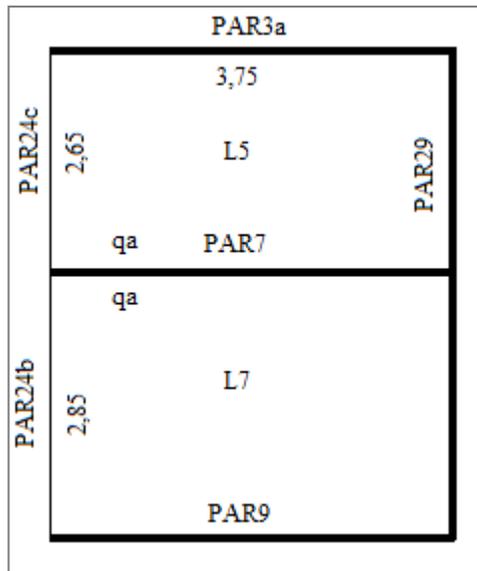


Figura 131 – Exemplo de laje armada em cruz

O primeiro passo foi encontrar o valor da relação $\lambda = a/b$ que foi 0,71 para L5 e 0,76 para L7. Com estes valores verificou-se nas Tabelas de Kalmanok (1961) a posição de q_a , encontrando 0,38 e 0,37 para a L5 e L7. Em seguida utilizou-se a equação 4 para encontrar o valor das reações na parede PAR7, os resultados finais encontram-se na Tabela 34.

Tabela 34 – Cálculo do carregamento na PAR7

Ação	Carga na PAR7 (kN/m)
<i>PPpar</i>	5,07
<i>RL5</i>	5,14
<i>RL7</i>	5,38

Este procedimento foi realizado em todas as paredes que serviram de apoio para as lajes armadas em cruz. Para as lajes armadas em uma direção ou corredor adotaram-se as expressões habituais para vigas.

Nas lajes corredor tomou-se como direção principal a menor dimensão, denominada de l_x . Na maior direção, considerada l_y , tomou-se uma pequena participação devido ao efeito das áreas de influência. Como exemplo deste tipo laje no edifício pode-se citar a L11, mostrada na Figura 132 com identificação da posição das reações.

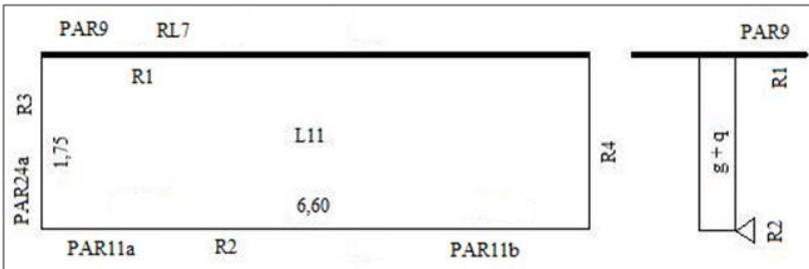


Figura 132 – Exemplo de laje corredor

Para o cálculo das reações na laje corredor, os resultados obtidos para o sentido de menor vão foi empregando as expressões 50 e 51, observando que nas duas equações foi utilizada a menor distância dos apoios.

$$R1 = 0,6 \cdot (g + q) \cdot l_x \quad (50)$$

$$R2 = 0,4 \cdot (g + q) \cdot l_x \quad (51)$$

No caso da maior direção, independente do grau de engastamento, o cálculo foi realizado usando a equação 52. O resultado do peso próprio mais as reações na PAR9 encontram-se na Tabela 35.

$$R3 = R4 = 0,20 \cdot (g + q) \cdot l_x \quad (52)$$

Tabela 35 – Cálculo do carregamento na PAR9

Ação	Carga na PAR9 (kN/m)
<i>PPpar</i>	5,07
<i>R1</i>	5,36
<i>RL7</i>	5,38

Continuando nesta mesma linha de raciocínio, algumas considerações foram realizadas para obtenção das cargas provenientes do reservatório e da escada atuando nas paredes. Em relação ao reservatório utilizou-se as informações disponíveis no Capítulo 3, item 3.3, sobre a capacidade de armazenamento de água. No caso da escada, sabe-se que o cálculo dos esforços é complexo, devido ao comportamento especial, geralmente em flexão composta e não simples. Procurou-se esquemas estruturais simplificados em que o cálculo das reações nas paredes foi efetuado admitindo a laje armada longitudinalmente ao tráfego.

Após a conclusão do cálculo dos esforços atuantes nas paredes, os resultados foram disponibilizados em uma planta esquemática do edifício mostrada na Figura 133. Ressaltando que os valores das reações estão indicadas entre parênteses em N/mm. Por exemplo, na parede PAR7 o resultado é 15,59 N/mm, e na PAR9 é igual a 15,81 N/mm .

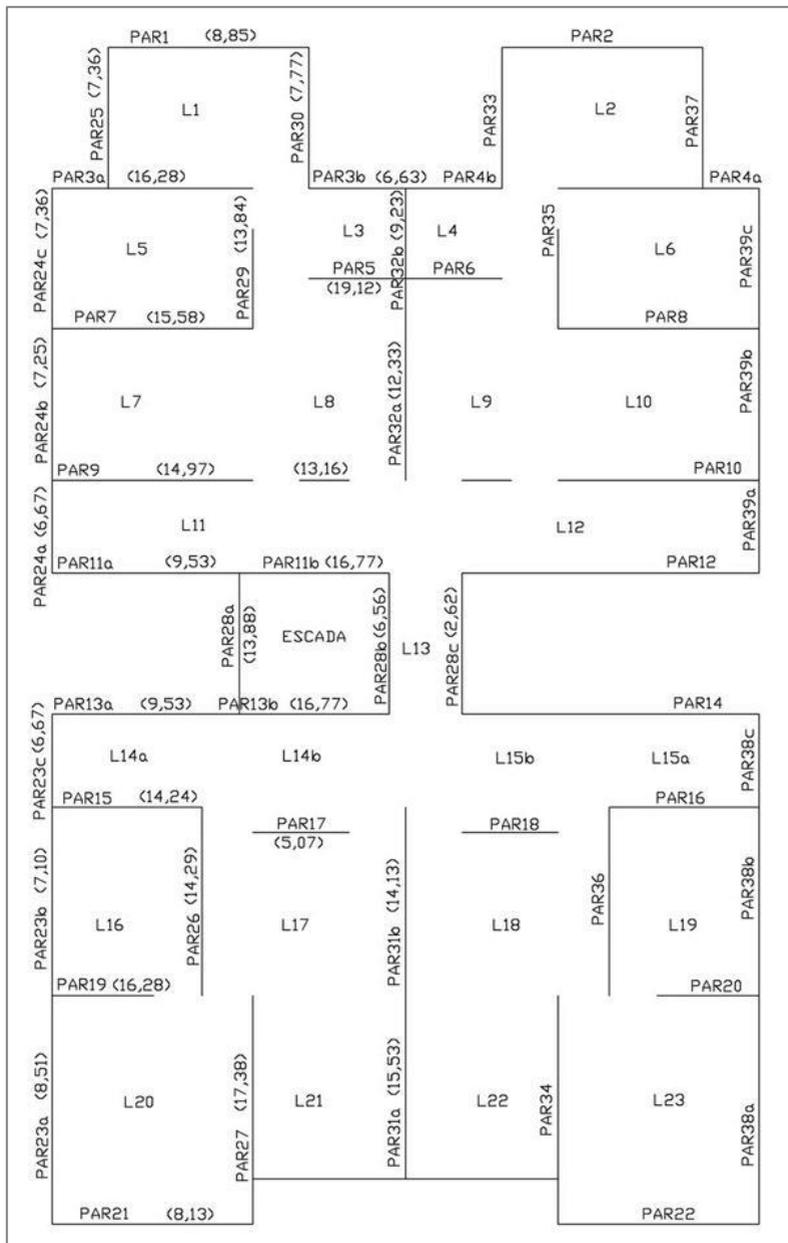


Figura 133 – Esquema de solicitação atuante nas paredes (N/mm)

5.2.3 – Cálculo das tensões teóricas nas paredes

Foram tomadas como exemplo para verificação da resistência à compressão do edifício, as paredes onde foram retirados os prismas, exceto as paredes PAR12 e PAR26. A primeira teve como finalidade observar uma grande abertura na área de serviço e a segunda por estar servindo como elemento de apoio a escada e ao reservatório.

Para encontrar o esforço atuante, utilizou-se o processo das paredes isoladas. Este procedimento consiste, segundo Corrêa & Ramalho (1994), em admitir uma distribuição uniforme das ações verticais que agem em um edifício entre todas as suas paredes, tomando em consideração o espalhamento das cargas.

Ao fazer essa consideração foi possível multiplicar a carga de um pavimento pelo número de andares, obtendo a carga total. O valor das tensões normais foi obtido dividindo a carga distribuída pela espessura da parede. No caso dos pavimentos a espessura foi de 150 mm e no embasamento a espessura foi de 200 mm. Estes resultados estão indicados na Figura 3 e na Tabela 36.

Tabela 36 – Tensões teóricas nas paredes do EC

Parede	Res	Tensão acumulada na parede de acordo com o nível do edifício (MPa)					
		Piso5 ao Piso4	Piso4 ao Piso3	Piso3 ao Piso2	Piso2 ao Piso1	Piso1 ao Piso0	Piso0 a Fun
PAR1	-	0,02	0,08	0,14	0,20	0,26	0,33
PAR3a	-	0,02	0,10	0,19	0,23	0,36	0,44
PAR7	-	-	0,10	0,21	0,31	0,42	0,53
PAR12	-	0,02	0,07	0,13	0,19	0,24	0,31
PAR26	-	-	0,10	0,19	0,28	0,38	0,49
PAR28a	0,06	0,12	0,18	0,24	0,30	0,37	0,44
PAR29	-	-	0,09	0,18	0,26	0,40	0,45
PAR31b	-	-	0,09	0,18	0,27	0,35	0,45
PAR32a	-	-	0,10	0,20	0,30	0,41	0,52
PAR36	-	-	0,10	0,19	0,28	0,38	0,49
PAR38a	-	0,02	0,07	0,13	0,18	0,24	0,29
PAR39c	-	0,02	0,07	0,10	0,14	0,19	0,24

5.2.4 – Verificação das tensões nas paredes segundo as normas

Na seção anterior foi determinado o cálculo teórico, agora será verificado a resistência média à compressão nas paredes segundo as normas NBR 10837 (2000), BS 5628-1 (1992) e o Eurocode 6-1 (2005). Para os cálculos das tensões a seguir foram utilizados as equações apresentadas no item 2.3, que discute as considerações das normas sobre alvenaria à compressão.

Além disso, foi consultado o Anexo C do Eurocode 6-1 (2005) para determinação dos momentos fletores no topo e base da parede (ver Figura 20). Na consulta realizada optou-se por um método simplificado para o cálculo dos momentos fletores nas paredes devido o carregamento vertical. Para isto foram empregadas as equações 53 e 54 na determinação do momento no topo (M_{Edu}) e momento na base (M_{Edf}) da parede.

$$M_{Edu} = N_{Edu} \frac{(t-3a)}{4} \quad (53)$$

$$M_{Edf} = N_{Edf} \frac{a}{2} + N_{Edu} \frac{(t+a)}{4} \quad (54)$$

Onde: N_{Edu} é o carregamento no topo; N_{Edf} é o carregamento na base; e a é a distância entre a face da parede e borda da laje, neste caso foi admitido $1/6$ de t .

Outras considerações foram necessárias para utilizar as equações apresentadas no item 2.3. Por exemplo, para o coeficiente parcial do material (γ_m) foi admitido um valor médio em ambos os códigos. Outro ponto importante está relacionado com as equações 21 e 25 da resistência característica à compressão da alvenaria (f_k) que sofreram modificações, a parcela da equação 21 ($\frac{F_m}{A}$) e da 25 ($f_b^{0,65} f_m^{0,25}$) foram substituídas pela resistência característica média à compressão dos prismas (f_{pk}) em cada pavimento, sendo que as equações anteriores ficaram assim:

$$f_k = f_{pk} \frac{\psi_m \psi_u}{1,2} \quad (55)$$

$$f_k = k f_{pk} \quad (56)$$

Estas alterações foram importantes porque na equação 21 a norma inglesa recomenda corpos de prova com dimensão e área mínima mostrado no Capítulo 2, item 2.3.5, que não se enquadrava nas mesmas proporções dos corpos de prova prismáticos obtidos na parede do edifício. Já na equação 50 a modificação fez-se necessária porque ao realizar os cálculos através da resistência média dos blocos e argamassa como determina o código europeu percebeu-se que os valores ficaram superestimados.

Continuando a discussão nesta mesma linha, na equação 55 o fator de redução para a resistência da argamassa (ψ_m) foi igual 0,81 encontrado na Tabela 15 do informativo A da BS 5628-1 (1992). Para o cálculo do fator de redução das unidades estruturais da amostra (ψ_u) visto na equação 55 foi empregado o artifício mostrado na equação 57 e cujo o resultado está na equação 58:

$$\psi_u = \frac{f_b(\text{saturado})}{f_b(\text{não saturado})} \leq 1,0 \quad (57)$$

$$\psi_u = \frac{0,97}{1,51} = 0,64 \leq 1,0 \quad (58)$$

Outra importante informação está relacionada com a excentricidade. No caso do código europeu foi excluída na equação 16 a parcela referente as cargas horizontais (e_{he}). Também não foi considerada a excentricidade no meio da parede (Φ_m), pois em cálculos realizados verificou-se que neste caso os valores não foram maiores que no topo e na base da parede.

Após realizadas as considerações apresentadas, iniciou-se o processo de cálculo, primeiramente utilizando as equações recomendadas pela norma BS 5628-1 (1992), depois Eurocode 6-1 (2005) e finalmente a NBR 10837 (2000). Um dado inicial importante que se procurou conhecer foi a esbeltez das paredes, tendo encontrado os valores aproximados igual a 17 nos pavimentos superiores e 11 no embasamento. No caso dos pavimentos superiores admitiu-se a espessura de 150 mm porque nos ensaios nos laboratórios verificou-se que o revestimento estava bastante aderido ao substrato, não permitindo o seu descolamento sem antes fragmentar os blocos.

Na norma inglesa, o primeiro passo foi obter os carregamentos dos pavimentos superiores (W_1) e os provenientes das lajes (W_2 e W_3). Em seguida foram calculadas as excentricidades de primeira (e_1) e de segunda ordem (e_2), depois a total (e_t) e a de cálculo (e_c). Finalmente comparava o valor de e_c com $0,05 t$, caso fosse maior calculava-se o fator de redução (β) através da equação 14 e, por fim, obtinha-se a tensão à compressão na alvenaria (σ_{alv}). Para melhor exemplificação, os resultados das paredes PAR1 e PAR29 estão indicados nas Tabelas 37 e 38. Cabe destacar nestas tabelas que primeiro se obteve os resultados do carregamento e excentricidade individualmente para cada parede, em seguida calculava-se a média em cada piso, com este valor médio calculou os parâmetros da Tabela 38.

Tabela 37 – Resultados das excentricidades nas paredes segundo a BS 5628-1(1992)

PAR	Carregamento (MPa)				Excentricidade (mm)			
	W_1	W_2	W_3	W_r	e_1	e_2	e_t	e_c
PAR29	55	8,8	3,0	63,8	0,84	16,5	17,0	17,0
PAR1	45	2,9	-	47,9	1,5	11,1	12,0	12,0

Tabela 38 – Resultados da resistência e tensão nas paredes segundo a BS 5628-1(1992)

Nível do Edifício	β	f_{pk} (MPa)	f_k (MPa)	σ_{alv} (MPa)
Piso1-0 (PAR29 e 31b)	0,85	1,39	0,60	0,17
Embasa (PAR1; 38a e 39c)	0,97	1,29	0,56	0,18

Vale lembrar que os resultados apresentados nas Tabelas 37 e 38 são exemplos individuais para as paredes PAR1 e PAR29, mas o valor médio da tensão na parede em cada piso será detalhado após a análise das outras duas normas que serão apresentadas a seguir.

O procedimento de cálculo para obtenção das tensões à compressão na alvenaria (σ_{alv}) através do Eurocode 6-1 (2005) consistiu, primeiramente, em determinar o carregamento no topo (N_{Edu}) proveniente dos pavimentos acima e do carregamento na base (N_{Edf}). Depois foi calculado o momento no topo (M_{Edu}) e o momento na base (M_{Edf}) da parede, em seguida a determinação da excentricidade inicial (e_{init}) que, neste caso, foi igual a 0,58 mm e logo a seguir a

excentricidade no topo (e_t) e na base (e_b) da parede e por fim a excentricidade total (Φ).

Na etapa seguinte foi calculada a resistência característica à compressão da alvenaria (f_k) de duas maneiras: uma seguindo as recomendações do Eurocode 6-1 (2005) e outra substituindo a resistência do bloco e da argamassa pela resistência característica dos prismas (f_{pk}). Em seguida calculou-se a tensão na alvenaria (σ_{alv}) de acordo com os dois procedimentos. Para melhor entender esta discussão serão mostrados os resultados das paredes PAR1 e PAR29 nas Tabelas 39, 40 e 41.

Tabela 39 – Resultados dos carregamentos e momentos segundo o Eurocode 6-1 (2005)

PAR	Carregamento (N)		Momento (N.mm)	
	N_{Edu}	N_{Edf}	M_{Edu}	M_{Edf}
PAR29	54,5	63,3	1035,9	3190,0
PAR1	56,6	47,1	1074,6	3077,4

Tabela 40 – Resultados das excentricidades segundo o Eurocode 6-1 (2005)

PAR	e_t (mm)	e_b (mm)	Φ_t	Φ_b
PAR29	19,6	51,0	0,75	0,35
PAR1	19,6	60,0	0,80	0,34

Tabela 41 – Resultados da resistência e tensão na alvenaria segundo o Eurocode 6-1 (2005)

PAR	Critérios segundo:			
	Eurocode 6-1		Substituições	
	$f_k = k f_b^{0,65} f_m^{0,25}$ (MPa)	$\sigma_{alv} = \Phi f_d$ (MPa)	$f_k = k f_{pk}$ (MPa)	$\sigma_{alv} = \Phi f_d$ (MPa)
PAR29 e 31b	0,72	0,29	0,54	0,22
PAR1; 38a; 39c	0,72	0,32	0,52	0,21

Observa-se na Tabela 40 que os valores obtidos para a resistência característica à compressão (f_k) da alvenaria utilizando as recomendações do Eurocode 6-1 (2005) foram superiores

aos determinados, fazendo as substituições das parcelas da resistências do bloco e argamassa pela a resistência do prisma.

Também foi analisada a tensão nas paredes através da equação proposta pela NBR 10387 (2000). Esta norma estabelece que a largura do bloco deverá ser superior ou igual a 140 mm. Mesmo existindo esta restrição foi realizada uma análise dos pavimentos superiores por duas razões. A primeira, pela questão da forte aderência do revestimento e a fragilidade do bloco usado, e a segunda para comparar os resultados com as normas inglesa e europeia para alvenaria. Os cálculos foram obtidos empregando a equação 25 e como exemplo para consolidar a discussão foram analisadas as paredes PAR1 e PAR29, cujo os resultados estão na Tabela 42.

Tabela 42 – Resultados das tensões segundo a NBR 10387 (2000)

Nível do Edifício	f_{pk} (MPa)	σ_{alv} (MPa)
Piso1-0 (PAR29 e 31b)	1,39	0,26
Embasa (PAR1; 38a e 39c)	1,29	0,25

Finalmente, após a realização dos cálculos das tensões nas paredes de onde foram retirados os prismas, os resultados estão indicados na Tabela 43. Comparando os valores por normas individualmente, pode-se observar que não existiram discrepâncias entre eles, mas nas paredes PAR3 e 31b o valor ficou um pouco acima do valor médio obtidos nas normas. Ainda nota-se que os valores determinados pela BS 5628-1 (1992) foram inferiores aos das outras duas. Confrontando por piso a norma inglesa com a brasileira, verifica-se que a maior diferença de tensão ocorreu nas paredes do Piso2-1 e foi de aproximadamente 56% entre a BS 5628-1 (1992) e a NBR 10837 (2000).

Ainda merecem destaque os resultados calculados através do Eurocode 6-1 (2005), que consistiram na substituição da parcela de resistência do bloco e argamassa pela resistência característica do prisma. Os resultados situaram-se entre a norma inglesa e a brasileira.

Tabela 43 – Resultados das tensões de compressão nas paredes

Nível do Edifício	Paredes (PAR)	f_{pk} (MPa)	Resistência à compressão da parede (MPa), segundo:		
			BS 5628-1	Eurocode6-1	NBR 10837
Piso4-3	26; 32 e 36	1,29	0,16	0,21	0,24
Piso3-2	3 e 31b	2,18	0,27	0,34	0,40
Piso2-1	7 e 36	1,36	0,16	0,22	0,25
Piso1-0	29 e 31b	1,39	0,17	0,23	0,26
	1; 38a e	1,29	0,18	0,21	0,25
Embasamento	39c				

5.3 – Simulação numérica

5.3.1 – Definição e importação da geometria

O primeiro passo na simulação numérica é definir o modelo que represente a realidade. Devido à complexidade da edificação foi necessário dividi-la em conjuntos e subconjuntos do todo. Esta operação foi realizada em um programa de CAD (Computer-Aided Design).

No CAD o edifício foi todo desenhado em 3D e ao mesmo tempo foram definidos os conjuntos e subconjuntos através de diferentes camadas (“layers”, no original inglês). Por exemplo: um dos conjuntos foi definido como PAR150, referindo-se a todas as paredes com 150 mm de largura; outro foi definido como PAR200, que representa o conjunto de paredes com 200 mm, que pertencem ao embasamento, desta maneira foram criados os conjuntos apresentados na Tabela 44.

Tabela 44 – Conjuntos definidos no CAD

Conjunto	Especificação	Dimensão (mm)	Material
PAR150	Parede de 150 mm	L = 150	Cerâmico
PAR200	Parede de 200 mm	L = 200	Cerâmico
Cinta	Cinta da PAR150	90 x 200	*CA
Verga	Verga de porta e janela	90 x 150	CA
Escada	Lance e patamar	h = 120	CA
Vcob	Viga na cobertura	150 x 300	CA
Vembasa	Cinta da PAR200	200 x 200	CA
Rlinf	Resrvatório: laje inferior	h = 100	CA
RLsup	Resrvatório: laje superior	h = 70	CA
PARRES	Paredes do reservatório	L = 150	CA
Laje0	Laje do piso0	h = 150	CA
Laje1	Laje do piso1	h = 150	CA
Laje2	Laje do piso2	h = 150	CA
Laje3	Laje do piso3	h = 150	CA
Laje4	Laje do piso4	h = 150	CA
Laje5	Laje do piso5	h = 150	CA

*Concreto armado

Naturalmente que no conjunto destas paredes existiram subconjuntos para gerar informações após o processamento sobre partes específicas da estrutura. O desenho final em 3D encontra-se na Figura 134, onde se notam as diferentes cores representando os conjuntos.

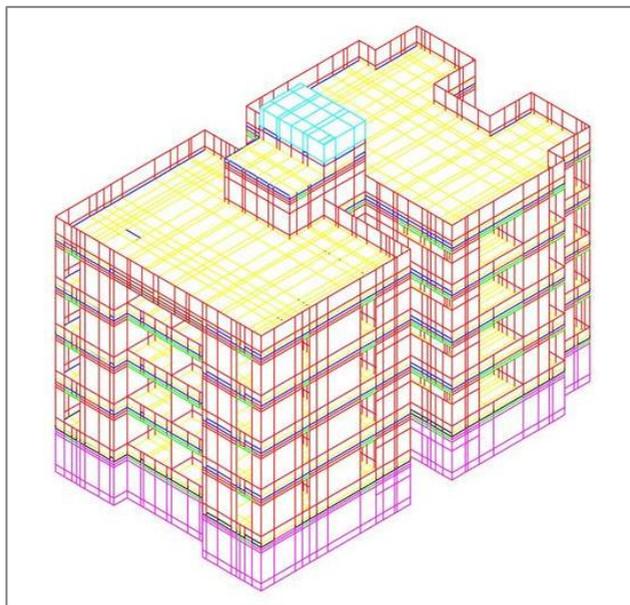


Figura 134 – Desenho do Edifício Caixão em 3D

Após a definição da geometria iniciou-se o processo de exportação do desenho para o programa *DIANA*. Para isto posicionou-se o edifício no *CAD* de tal forma que ao importar no *DIANA*, o sentido vertical das paredes ficasse igual ao do eixo Y no programa.

Para exportação utilizou-se um programa existente na Universidade do Minho denominado de *A2F*. Este programa é uma rotina escrita em AutoLisp que lê o modelo geométrico e transforma os sólidos predefinidos no ambiente *CAD* em corpos para que eles sejam reconhecidos pelo programa de pré-processamento do ambiente *Femgen* do *DIANA*.

5.3.2 – Definição do elemento e geração da malha

Após o desenvolvimento da geometria do edifício, a etapa seguinte consistiu na criação da malha. Os algoritmos fornecidos pelo *Femgen* do *DIANA* permitem a geração de malhas rápidas e eficientes utilizando informações sobre pontos de coordenadas, tipos de linhas e como as peças geométricas estão conectadas entre si.

Durante o processo de geração de malha os elementos são descritos em termos de *nós*. Por isto foi necessário definir o tipo de elemento a ser usada na malha. O *iDiana*, o pré-processador, oferece uma grande variedade de tipos de elementos, entre outros podem citar-se os elementos de casca plano e o de casca curvo.

A ideia inicial foi utilizar no edifício os elementos de casca plano, pois eles são basicamente uma combinação de elementos no estado plano de tensão e placa submetida à flexão. Geralmente a placa considera a tensão no elemento correspondente ao plano, exceto as tensões primárias que são definidas em termos de momentos e forças ao invés da tensão de Cauchy. O comportamento de flexão é baseado na teoria de Mindlin-Reissner. Para todos os elementos de casca plana a integração numérica é realizada somente na superfície de referência. Os elementos devem cumprir as condições mostradas na Figura 135, no que diz respeito à forma e o carregamento.

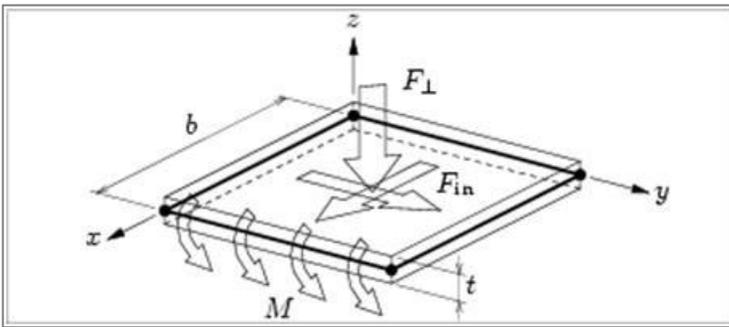


Figura 135 -Características dos elementos de casca plana

Fonte: Manual do *Diana* – Release 9.2(2007)

Os elementos devem estar no mesmo plano, ou seja, as coordenadas dos *nós* do elemento devem estar em uma superfície plana, isto é no plano XY do elemento, conforme Figura 135, caso contrário, os elementos de casca curvos devem ser usados. Eles devem ser bastante finos, a espessura t deve ser pequena em relação à dimensão b no plano do elemento. A Força F proveniente das cargas pode agir em qualquer direção, desde perpendicular ao plano assim como no próprio plano. O momento M deve agir no plano do elemento.

O elemento acima foi posteriormente substituído por um elemento de casca curvo, uma vez que apenas este pode ser utilizado na análise não-linear. Os elementos de casca curvos no *DIANA* são baseados num elemento isoparamétrico sólido degenerado através das seguintes hipóteses:

- Que as seções normais ao eixo da casca permanecem retas, mas não necessariamente normais à superfície de referência. Vale citar que as deformações de cisalhamento transversal são incluídas de acordo com a teoria de Reissner-Mindlin; e,
- Que a componente de tensão normal na direção da base da membrana é forçada igual a zero: $\sigma_{zz} = (\xi, \eta, z) = 0$. O plano tangente do elemento está na base da membrana, o que corresponde a um sistema local de coordenadas cartesianas $(X1, Y1)$, definida em cada ponto da casca com tangente $\xi e \eta$ no plano e $z1$ perpendicular a ele.

Na Figura 136a está representada a característica do elemento de casca curvo e na Figura 136b o tipo de elemento quadrilátero com 8 nós denominado de CQ40S adotado na malha do edifício.

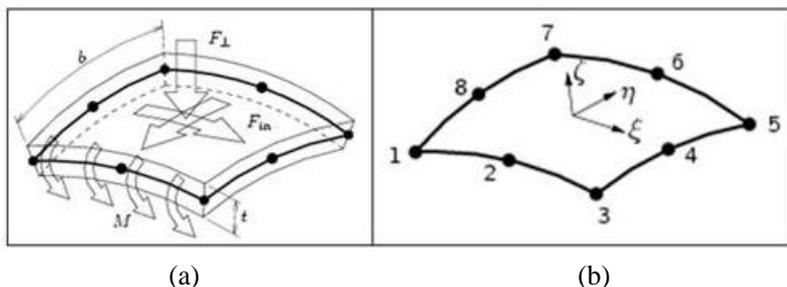


Figura 136 – Característica do elemento de casca curvo (a) e o elemento CQ40S (b)

Fonte: Manual do *Diana* – Release 9.2 (2007)

Segundo o manual do *DIANA*– Release 9.2 (2007), o elemento CQ40S formado de 4 lados com 8 nós é um elemento isoparamétrico curvo baseado em interpolação quadrática e integração de Gauss sobre a área do elemento (ξ, η) . A integração na direção da espessura (z) pode ser através de Gauss ou Simpson. Os polinômios de U translações ou ϕ rotações pode ser expresso como nas equações 59 e 60:

$$U_i(\xi, \eta) = a_0 + a_1\xi + a_2\eta + a_3\xi\eta + a_4\xi^2 + a_5\eta^2 + a_6\xi^2\eta + a_7\xi\eta^2 \quad (59)$$

$$\phi_i(\xi, \eta) = b_0 + b_1\xi + b_2\eta + b_3\xi\eta + b_4\xi^2 + b_5\eta^2 + b_6\xi^2\eta + b_7\xi\eta^2 \quad (60)$$

O manual ainda ressalta que para modelos retos, sem curvatura, os elementos de casca são mais econômicos do que os elementos de casca curvo. Sendo que este último é muito utilizado em situação curvada como telhados, tanques, navios e aeronaves.

Depois de importar o modelo para o *iDIANA* e da discussão sobre o tipo de elemento finito a ser usado no edifício, a malha foi gerada. Para isto foi utilizado os comandos MESHING TYPES ALL QU8 CQ40S e MESHING GENERATE. Uma malha grossa é gerada, vista no modelo da Figura 137. O programa atribui a cada sólido do edifício, um tipo correspondente de elemento finito. Contudo houve necessidade de refinar a malha, tomou-se cuidado para não criar uma malha excessivamente refinada, pois iria influenciar no tempo de processamento do modelo, e também uma malha não excessivamente grosseira para não prejudicar a falta de precisão. Isto fez com que fosse empregado a sequência dos comandos:

- 1°. MESHING TYPES ALL QU8 CQ40S;
- 2°. MESHING DIVISION ELSIZE ALL 300;
- 3°. MESHING DIVISION AUTOMATIC;
- 4°. MESHING GENERATE ALL;
- 5°. Barra de menu: File Export Picture.

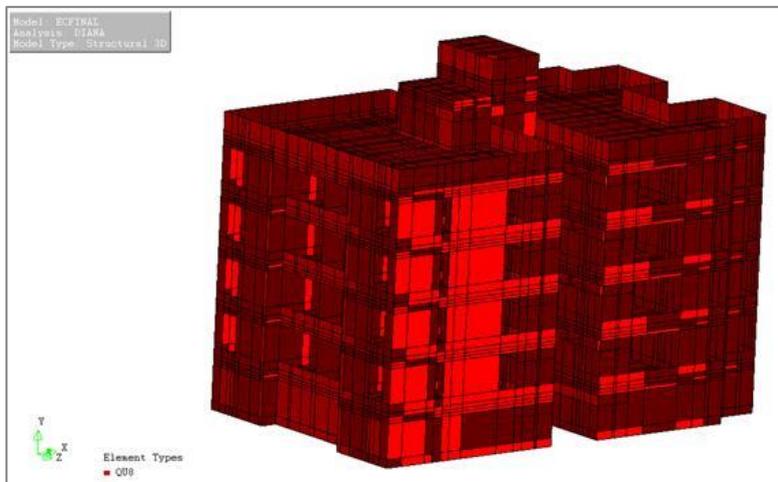


Figura 137 – Tipo de elemento usado no edifício

5.3.3 – Materiais e propriedades físicas

Como já mencionados nos capítulos 3 e 4, os materiais usados no edifício foram bloco cerâmico, argamassa e concreto. Os dois primeiros formaram as paredes de alvenaria que atuam como elemento estrutural, enquanto o concreto armado foi empregado nas lajes, vergas, cintas e paredes do reservatório.

No Capítulo 4, foram obtidas importantes propriedades mecânicas dos materiais que serão utilizadas na simulação numérica, por exemplos, a resistência à compressão (f_c), o módulo de elasticidade dos prismas (E_p), a energia de fratura à compressão da alvenaria (G_{fc}). Estes resultados foram obtidos a partir de ensaios utilizando o controle de deslocamento, e estão indicados nas Tabelas 45 e 46.

Tabela 45 – Resistência à compressão e módulo da alvenaria

Condição da alvenaria	Prisma (MPa)			
	Resistência à compressão		Módulo de elasticidade	
	f_p	f_c	E_p	E_{pk}
Não Sat.	2,52	2,11	3307,67	1721,0
Saturada	1,59	1,10	1168,17	682,0

Observando a Tabela 45 pode-se ver que a resistência característica a compressão do prisma não saturado é aproximadamente 2,0 vezes maior que a resistência do prisma saturado, enquanto que a mesma relação para o módulo de elasticidade é 2,5.

Tabela 46 – Resistência à tração e energia de fratura da alvenaria

Condição da alvenaria	ν_{alv}	f_t (MPa)	G_{fc} (N/mm)	G_f (N/mm)
Não Sat.	0,13	0,21	0,447	0,0095
Saturada	0,13	0,11	0,745	0,0079

Na Tabela 45 está indicada a resistência à tração (f_t) que foi tomada como 1/10 da resistência à compressão (f_c), procedimento sugerido pelo Model Code 90 (CEB-FIP, 1993). A penúltima coluna da tabela mostra o valor da energia de fratura à compressão (G_{fc}), resultados obtidos dos gráficos apresentados no Capítulo 4, item 4.4. Pode-se observar nesta coluna um maior ganho de energia para a condição da alvenaria saturada. A energia de fratura à tração (G_f), indicada na última coluna, foi obtida a partir da equação 61, recomendada pelo Model Code 90 (CEB-FIP, 1993):

$$G_f = 0,025 \left(\frac{f_c}{10} \right)^{0,7} \quad (61)$$

Além dos parâmetros anteriores, na fase do pré-processamento, o programa solicita as características lineares e geométricas dos materiais. No caso do edifício foram definidos 4 tipos de materiais e 4 espessuras. Estas considerações estão indicadas nas Tabelas 47 e 48.

Tabela 47 – Característica do material

Nome	Material Tipo	Massa específica (N/mm ³)	Considerações admitidas
MAT1	Alvenaria (parede)	$1,3 \times 10^{-5}$	
MAT2	Concreto armado	$2,5 \times 10^{-5}$	Elástico e
MAT3	Laje pré-moldada	$2,3 \times 10^{-5}$	Isotrópico
MAT4	Alvenaria (embasa)	$1,3 \times 10^{-5}$	

Tabela 48 – Característica da espessura de peças estruturais

Nome	Espessura		Peça	Tipo de elemento
	Dimensão (mm)			
ESP1	150		Parede, laje e viga	
ESP2	200		Parede embasamento	Curved
ESP3	90		Vergas e cintas	Shell
ESP4	200		Cinta embasamento	

Depois de aplicado o comando PROPERTY ATTACH a todos os conjuntos, foi utilizado a opção VIEW OPTIONS COLOUR MATERIAL, para visualizar os materiais empregados, conforme pode ser observado na Figura 129.

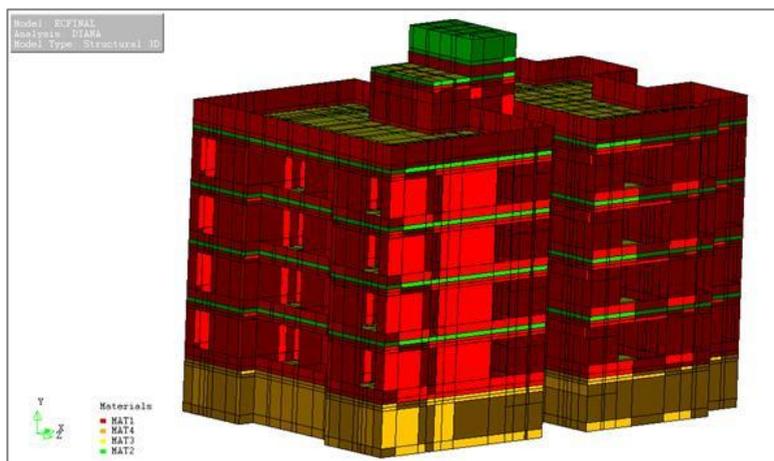


Figura 138 – Indicação dos materiais no edifício

5.3.4 – Cargas

Na definição do *iDiana*, etapa do pré-processamento de dados, uma carga é composta do nome, tipo, número de caso opcional de carga, local onde a carga será aplicada e eventualmente a direção. Estas informações são levadas para a malha de elementos finitos de várias maneiras. Por exemplo, a força é levada para os nós, e a gravidade para o centróide do elemento. Na Tabela 49 estão indicadas as características das cargas empregadas no edifício.

Tabela 49 – Tipos de carga utilizada na entrada de dados

Nome	Carga Tipo	Caso de carga	Conjunto do edifício	Valor da tensão (N/mm ²)	Direção
L05	Gravidade	1	Todo	-10,000	y
CAL0	Tensão	2	Laje0	-0,0015	y
CAL1	Tensão	2	Laje1	-0,0015	y
CAL2	Tensão	2	Laje2	-0,0015	y
CAL3	Tensão	2	Laje3	-0,0015	y
CAL4	Tensão	2	Laje4	-0,0015	y
CAL5	Tensão	2	Laje5	-0,0015	y
CAES	Tensão	2	Escada	-0,0030	y
CAG	Tensão	2	RLinf	-0,0100	y

Nesta tabela cabe destacar os dois tipos de caso de carga. O primeiro representado pela gravidade, cuja nome no programa é denominada por LOADCASE 1 (LC1), recebeu o nome de L05. Para esta carga, considerada permanente, o programa utiliza as informações do item 5.3.3.3 durante o processamento, como exemplo, a massa específica do material. As outras cargas, designadas por LOADCASE 2 (LC2) no programa, são as cargas acidentais atuantes nas lajes, escadas e no reservatório.

A partir desses dois tipos de casos, foi possível realizar a combinação de carga na análise, utilizando o coeficiente de 1,4 para a situação mais desfavorável, segundo a NBR 8681 (2004). A realização da combinação é feita através do comando RESULTS CALCULATE COMBINE LCC que resulta na expressão 62:

$$LCC = 1,4 LC1 + 1,4 LC2 \quad (62)$$

5.3.5- Condições de contorno

As condições de contorno são definidas pelo comando PROPERTY BOUNDARY CONSTRAINT. Este comando é aplicado a restrições em pontos fixos em termos de translações e rotações. Para completar as condições de contorno, existe a opção de se dar o nome à nova restrição, à peça geométrica (ponto, linha, superfície ou conjunto) e especificar o

grau de liberdade de acordo com uma tabela existente no Manual do *Diana* – Release 9.2 (2007).

Para o edifício em estudo na ligação das paredes do Embasamento com a fundação em sapata corrida ocorreu restrição a translação nas três direções do eixo (x, y, z). Na Figura 139, está indicada a condição de contorno em vermelho, localizada na parte inferior do embasamento.

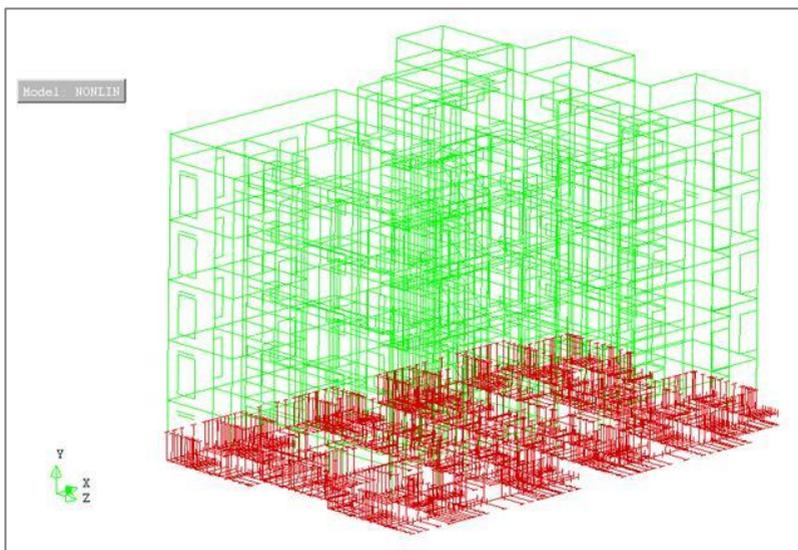


Figura 139 – Condições de contorno no Embasamento do edifício

5.3.6 – Resultados da entrada de dados no programa

Concluída a entrada de dados, a etapa seguinte consistiu em gerar dois arquivos, um de dados e o outro de comando. O primeiro arquivo chamado de EC.dat, foi obtido no *iDiana* utilizando-se o comando UTILITY WRITE DIANA e o segundo denominado de EC.com, adquirido quando foi iniciado a análise não linear. Uma parte destes arquivos encontram-se nas Figuras 140 e 141, ressaltando que para o modelo do edifício foram gerados 36876 nós e 12975 elementos.

```

FEMGEN MODEL      : EC
ANALYSIS TYPE    : Structural 3D
'UNITS'
LENGTH MM
TIME SEC
TEMPER CELSIUS
FORCE N
'COORDINATES'
  1  7.850000E+03  2.595540E+03  1.217370E+04
  2  7.850000E+03  2.595540E+03  1.264870E+04
  3  7.850000E+03  2.995540E+03  1.217370E+04
  4  7.850000E+03  2.995540E+03  1.264870E+04
  5  7.850000E+03  2.595540E+03  1.241120E+04
ELEMENTS'
CONNECTIVITY
  1 CQ40S  1 5 2 7 4 8 3 6
  2 CQ40S  9 13 10 15 12 16 11 14
  3 CQ40S 17 21 18 23 20 24 19 22
  4 CQ40S 25 27 17 22 19 29 26 28
  5 CQ40S 30 34 31 36 33 37 32 35
MATERIALS
/ 1-314 414-429 438 847 852 942 947 1150 1202-1219 1423-1472 1475
1481 1487 1488 1497 1498 1501 1502 1505 1506 1510 1511 2171 2530-3128
3137-3151 3168-3175 3177-3287 3576-3579 3671-3674 3877-3915 3942-4093/1
DATA
/ 1-314 414-429 438 847 852 942 947 1150 1202-1219 1423-1472 1475
1481 1487 1488 1497 1498 1501 1502 1505 1506 1510 1511 2171 2530-3128
3137-3151 3168-3175 3177-3287 3576-3579 3671-3674 3877-3915 3942-4093/1
'MATERIALS'
:Alvenaria não saturada
::características lineares
: 1 YOUNG 1.721000E+03
: 1 YOUNG 1.634950E+03
: 1 YOUNG 1.548900E+03
: 1 YOUNG 1.376800E+03
  POISON 1.300000E-01
  DENSIT 1.300000E-06
::características não lineares
TOTCRK FIXED
TENCVR LINEAR
TENSTR 0.211
GF1 0.010
:: CRACKB 1.000000E+01
COMCRV PARABO
COMSTR 2.11
GC 0.447
TAUCRI 1
BETA 1.100000E-01
:Alvenaria saturada
::características lineares
: 4 YOUNG 0.682000E+03
: 4 YOUNG 0.647900E+03
: 4 YOUNG 0.613800E+03
: 4 YOUNG 0.545000E+03
  POISON 1.300000E-01
  DENSIT 1.300000E-06
::características não lineares
TOTCRK FIXED
TENCVR LINEAR
TENSTR 0.110
GF1 0.008
:: CRACKB 1.000000E+01
COMCRV PARABO
COMSTR 1.10
GC 0.745
TAUCRI 1
BETA 1.100000E-01

```

Figura 140a – Arquivo EC.dat gerado pelo *Diana*

```

'GEOMETRY'
1 THICK      1.500000E+02
  KFAC      1.500000E+00
2 THICK      2.000000E+02
  KFAC      1.500000E+00
3 THICK      9.000000E+01
  KFAC      1.500000E+00
4 THICK      2.000000E+02
  KFAC      1.500000E+00

'DATA'
1 NINTEG     2 2 7
4 NINTEG     2 2 7

'GROUPS'
ELEMEN
1 SURFONLY / 1-12863 /
NODES
2 SURFONLY_N / 1-36779 /
ELEMEN
3 PAR150 / 1-314 2810-3128 3137-3151 3168-3175 3177-3287 3576-3579
3671-3674 3877-3915 3942-4093 4144 4145 4147-4151
4153-4156 4159-4164 4167 4168 4171 4172 4175-4177

NODES
4 PAR150_N / 1-1591 2134 2136 2140 2146 2149 2154 8481-10093
10114-10116 10122 10123 10126 10128-10202 10205 10206
10208 10209 10211 10213 10214 10218 10219 10222

'LOADS'
CASE 1
WEIGHT
2 -10.0000
CASE 2
ELEMEN
/ 1227 /
FACE
FORCE -0.150000E-02
DIRECT 2
/ 1226 /
    
```

Figura 140b – Arquivo EC.dat gerado pelo Diana

```

*FILOS
INITIA
*INPUT
READ FILE "ec.dat"
*NONLIN
BEGIN EXECUT
BEGIN LOAD
LOADNR 1
STEPS EXPLICIT SIZES 0.25(2) 0.1(5) 0.1(4)
END LOAD
BEGIN ITERAT
BEGIN CONVER
DISPLA OFF
ENERGY TOLCON 0.001
FORCE OFF
END CONVER
LINESE
MAXITE 70
METHOD NEWTON MODIFI
END ITERAT
END EXECUT
BEGIN EXECUT
BEGIN LOAD
LOADNR 2
STEPS EXPLICIT SIZES 0.1(14)
END LOAD
BEGIN ITERAT
BEGIN CONVER
DISPLA OFF
ENERGY TOLCON 0.001
FORCE OFF
END CONVER
LINESE
MAXITE 70
METHOD NEWTON MODIFI
END ITERAT
END EXECUT
BEGIN OUTPUT
FILE "nonlin"
DISPLA TOTAL TRANSL GLOBAL
DISPLA INCREM TRANSL GLOBAL
FORCE REACTI TRANSL GLOBAL
STATUS CRACK
STRAIN TOTAL GREEN GLOBAL SMOOTH
STRESS TOTAL CAUCHY GLOBAL SMOOTH
STRESS CRACK CAUCHY LOCAL
END OUTPUT
*END
    
```

Figura 141 – Arquivo EC.com gerado pelo Diana

5.3.7 – Ajuste do módulo de elasticidade

No Capítulo 3, item 3.5.1 foi relatado sobre o ensaio dinâmico realizado no edifício. Na seção, foi comentado que é possível calibrar um modelo numérico através de um processo chamado de otimização numérica. Através desta condição, foi possível obter a rigidez do edifício, comparando-se os resultados das frequências experimentais (f_e) encontrados no ensaio dinâmico com os valores das frequências numéricas (f_n) obtidas na simulação no *Diana*.

Esta comparação teve como finalidade ajustar o módulo de elasticidade a partir dos valores médio e característicos experimentais, depois reduzir este valor até uma faixa compatível, observando o coeficiente de variação.

As Figuras 142, 143 e 144 apresentam os valores de 0,106; 0,121 e 0,127 Hz das primeiras frequências calculadas pelo *Diana*. Este resultado tem de ser ajustado pela equação 63 porque os dados de entrada foram N, mm e a massa em Kg.

$$f_n = \text{Hz} \times \sqrt[3]{1000} \quad (63)$$

$$f_n = 0,106 \sqrt[3]{1000} \cong 3,4 \text{ Hz}$$

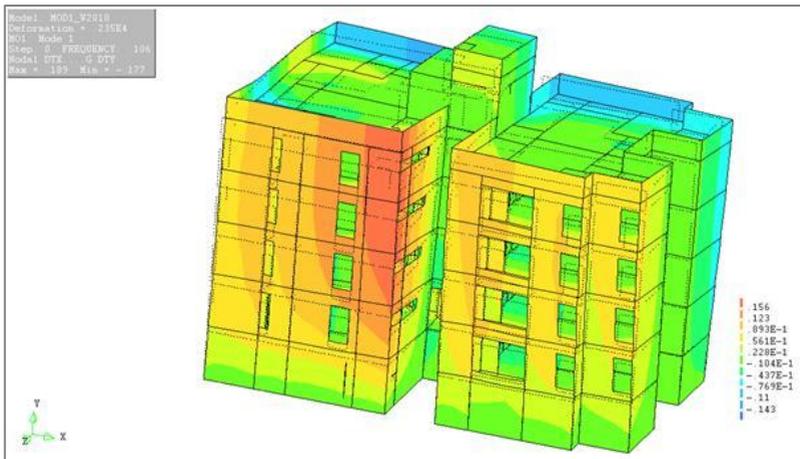


Figura 142 – Comportamento do modelo para frequência de 3,4 Hz

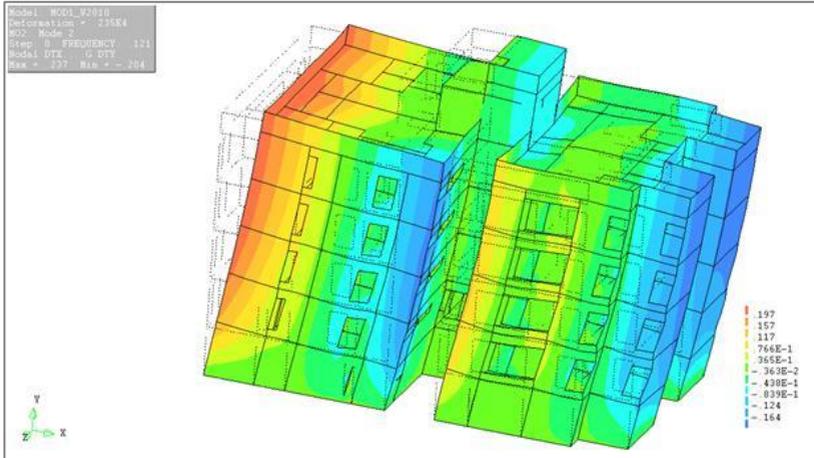


Figura 143 – Comportamento do modelo para frequência de 3,83 Hz

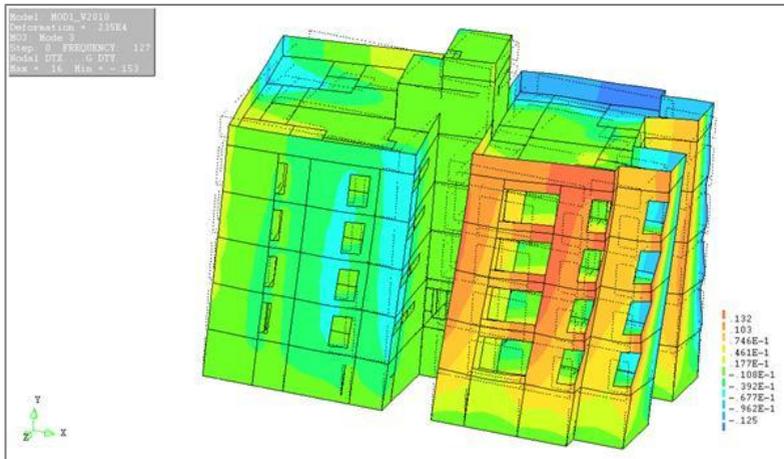


Figura 144 – Comportamento do modelo para frequência de 4,02 Hz

O processo acima foi aplicado e comparado com as três situações de modos de vibração para excitação ambiente apresentados pelas Figuras 53a, 53b e 53d que estão indicadas no item 3.5.1.2. Na primeira figura, a frequência aproximada foi de 4.1 Hz, na segunda 4.3 Hz e na terceira igual a 5.4 Hz.

A partir dos resultados obtidos foi montada a Tabela 50 com os percentuais de redução dos valores médios do módulo de elasticidade, da frequência experimental (f_e) e numérica (f_n) e do erro provável entre as duas situações de ocorrência da frequência. O erro em módulo foi calculado baseado na equação 64:

$$|\text{Erro}| = \left(\frac{f_e - f_n}{f_n} \right) \cdot 100 \quad (64)$$

Tabela 50 – Ajuste dos valores médios do módulo de elasticidade

Módulo de Elasticidade da Alvenaria (MPa)			Frequência (Hz)		Erro (%)	Estatística do erro (%)
Não Sat.	Sat.	Redução (%)	Exp.	Num.		
3307,7	1168,8	0	$f_{e1} = 4,1$	$f_{n1} = 4,4$	7,4	M = 8,6
			$f_{e2} = 4,3$	$f_{n2} = 5,0$	15,8	Dp = 6,7
			$f_{e3} = 5,4$	$f_{n3} = 5,3$	2,6	Cv = 78,9
3142,3	1110,0	5	$f_{e1} = 4,1$	$f_{n1} = 4,3$	5,2	M = 8,0
			$f_{e2} = 4,3$	$f_{n2} = 4,9$	13,7	Dp = 4,5
			$f_{e3} = 5,4$	$f_{n3} = 5,2$	5,0	Cv = 62,6
2976,9	1051,5	10	$f_{e1} = 4,1$	$f_{n1} = 4,2$	2,7	M = 6,9
			$f_{e2} = 4,3$	$f_{n2} = 4,8$	10,7	Dp = 4,0
			$f_{e3} = 5,4$	$f_{n3} = 5,0$	7,4	Cv = 57,9
2646,1	935,0	20	$f_{e1} = 4,1$	$f_{n1} = 4,0$	2,7	M = 7,0
			$f_{e2} = 4,3$	$f_{n2} = 4,5$	4,9	Dp = 5,6
			$f_{e3} = 5,4$	$f_{n3} = 4,8$	13,4	Cv = 80,4

Observando a Tabela 49, nota-se que a redução de 10% no módulo de elasticidade proporcionou um menor coeficiente de variação (Cv) no erro. Para o cálculo da alvenaria não saturada será adotado o módulo de elasticidade de 2976,9 MPa e para a saturada de 1051,5 MPa.

5.3.8 – Análise linear

Após o término da entrada de dados e a conclusão do ajuste do módulo de elasticidade iniciou-se a análise linear. Nesta fase procurou-se comparar as tensões teóricas com as numéricas, e as deformações obtidas nos prismas retirados das paredes com as deformações na simulação. Em seguida foram estudadas as tensões nas paredes do piso0 e embasamento. Por fim, analisou-se a questão da segurança estrutural nas paredes.

As tensões normais verticais estão indicadas na Figura 145. Nela as tensões aparecem com valor máximo 0,30 MPa para a resistência a tração e 1,05 MPa para a compressão. Ao observar o edifício mais detalhadamente, nota-se que as tensões de tração ocorrem no reservatório, nas lajes, nas cintas, vergas e escada. Enquanto as tensões de compressão se situaram na faixa de 0,15 MPa a 0,75 MPa, ainda se observa na figura que as maiores tensões de compressão estão localizadas no Piso0 e no embasamento.

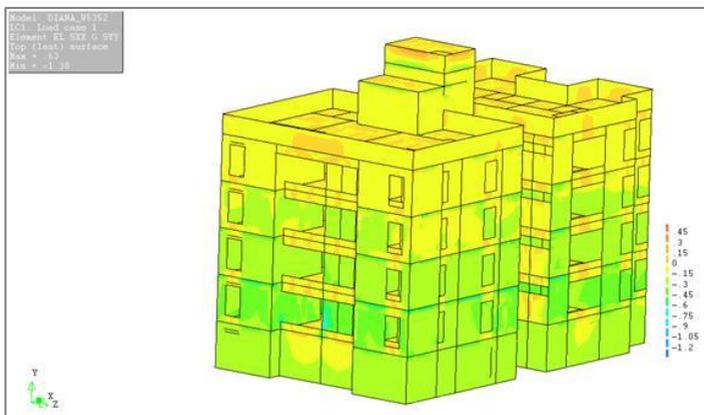


Figura 145 – Tensões numéricas no edifício

A Figura 145 não permite visualizar o que ocorre nas paredes internas, por isso foi realizada uma análise no Piso0, cinta localizada sob a laje0 e o Embasamento. A escolha do Piso0 e o Embasamento foi devido a nestas partes estão concentrados maiores valores de tensão de compressão nas paredes, enquanto a cinta está situada entre as duas partes.

Analisando a Figura 146, as tensões de compressão nas paredes do Piso0 situaram-se na faixa de 0,18 MPa a 0,69 MPa, embora a PAR31a mostre um aumento na tensão para 0,95 MPa em um ponto específico localizado na parede que divide as varandas dos apartamentos. As tensões de tração ficaram entre 0,07 a 0,20 MPa e aconteceram na laje, na cinta, na verga e na escada.

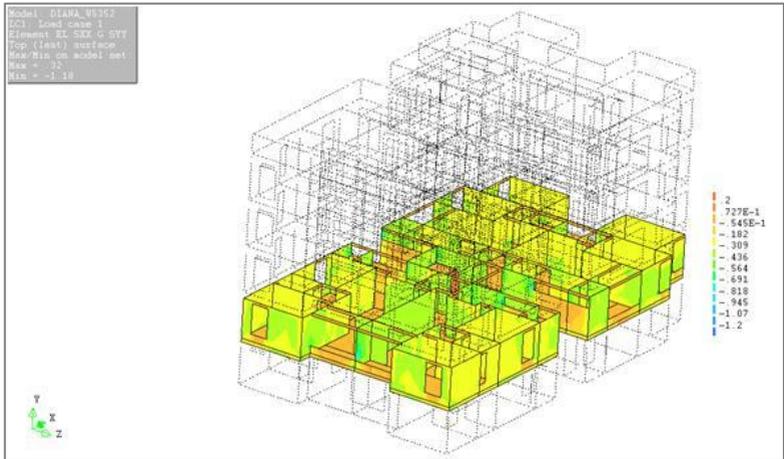


Figura 146 – Tensões numérica no Piso0

Comparando os resultados da análise teórica nas paredes, vistos na Tabela 35, com a análise numérica nas paredes deste piso, as tensões chegaram por volta de 0,42 MPa no primeiro caso, enquanto que as numéricas em média alcançaram 0,50 MPa de valor médio em várias zonas pelo que a divisão de forma equitativa por todas as paredes é um processo excessivamente simplificado para um edifício de 4 pisos.

Outra análise realizada foi no cintamento localizado sobre as paredes do embasamento. Na Figura 147o valor da tensão à compressão atinge 0,50 MPa, já a tensão de tração apresenta resultado máximo de 0,08 MPa, normalmente localizada nos vãos livres, varandas e entrada do edifício.

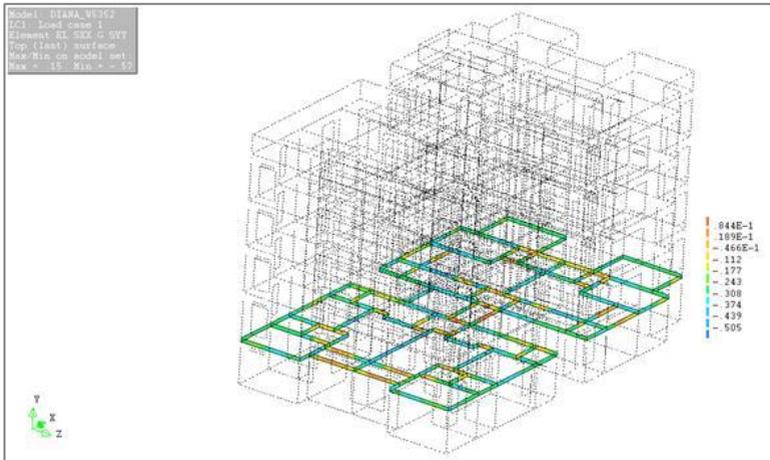


Figura 147 – Cintas sobre as paredes do Embasamento

Além das investigações anteriores foram realizadas análises numéricas no embasamento, mostrada na Figura 148. Os resultados da resistência à compressão das paredes indicaram valores máximos de 0,43 MPa e 0,12 MPa para a tensão de tração nas vergas. Comparando a tensão máxima de compressão numérica encontrada no embasamento com o valor máximo teórico de 0,53 MPa, visto na Tabela 35, observa-se uma diferença de aproximadamente de 19% da segunda em relação a primeira. A diferença está relacionada com a dimensão das paredes, pois no Piso0 a largura é igual a 150 mm e no embasamento é de 200 mm.

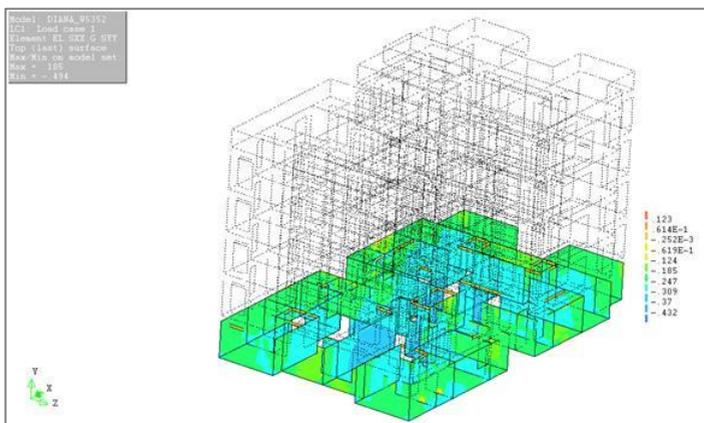


Figura 148 – Tensões numéricas no Embasamento

Aproveitando a ideia sobre a discussão da diferença de tensão entre o Piso0 e o embasamento foi criada a Tabela 51. Nesta estão inseridas as paredes de onde foram retirados os prismas, exceto as paredes PAR12 e PAR28c, as tensões teóricas e numéricas e a coluna de erro em função da média entre os pisos. Vale destacar que o erro foi obtido utilizando a tensão média entre o Piso0 e o Embasamento representado na equação 65:

$$|E_{\text{tensão}}| = \left(\frac{\text{Tensão Teórica} - \text{Tensão Numérica}}{\text{Tensão Numérica}} \right) \cdot 100 \quad (65)$$

O erro entre a análise teórica e numérica, indicados na Tabela 50, situou na faixa aproximada de 1% a 17% entre as paredes. Sendo que na parede PAR39 ele foi bem expressivo, mas de maneira geral o valor médio ficou abaixo de 10% para um coeficiente de variação de 43%.

Tabela 51 – Tensão teórica e numérica nas paredes do EC

Parede	Tensão (MPa)						Erro da média (%)
	Teórica			Numérica			
	Piso1 ao Piso0	Piso0 a Fun.	Média entre piso	Piso1 ao Piso0	Piso0 a Fun.	Média entre piso	
PAR1	0,25	0,32	0,29	0,34	0,27	0,31	6,56
PAR3a	0,36	0,44	0,40	0,44	0,31	0,38	6,67
PAR7	0,42	0,53	0,48	0,52	0,35	0,44	9,20
PAR12	0,27	0,34	0,31	0,35	0,30	0,33	6,15
PAR26	0,39	0,48	0,44	0,43	0,37	0,40	8,75
PAR28a	0,38	0,45	0,42	0,59	0,36	0,48	12,63
PAR29	0,37	0,47	0,42	0,40	0,36	0,38	10,53
PAR31b	0,40	0,51	0,46	0,50	0,40	0,45	1,11
PAR32a	0,33	0,42	0,38	0,46	0,38	0,42	10,71
PAR36	0,39	0,48	0,44	0,43	0,36	0,40	10,13
PAR38a	0,20	0,26	0,23	0,30	0,22	0,26	11,88
PAR39c	0,19	0,25	0,22	0,33	0,20	0,27	16,98
Parâmetros estatísticos do erro (%)						M =	9,27
						Dp =	3,96
						Cv =	42,72

Depois de obtidas as tensões nas paredes do Embasamento, através das discussões teórica, normalizada e numérica, os resultados são apresentados na Figura 149. Nesta, as tensões teóricas foram superiores às demais, porém a tensão numérica que ocorreu na PAR38a e

PAR39c foi menor que as outras duas. A diferença de valores entre as tensões teóricas e numéricas pode estar relacionada com a espessura da parede do Embasamento.

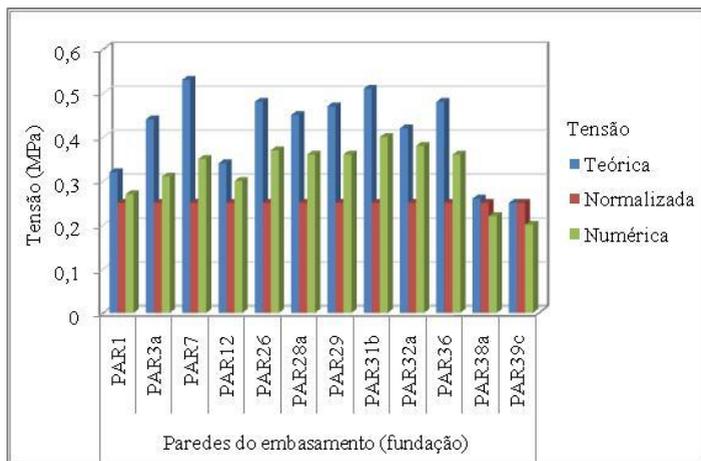


Figura 149 – Tensões teóricas, normalizadas e numéricas

Visando compreender a segurança nas paredes do embasamento do edifício foi elaborado o gráfico da Figura 150. Para o construí-lo, primeiramente calculou-se a média das tensões teóricas mais a normalizada para a alvenaria não saturada. No caso da alvenaria saturada, inicialmente reduziu-se o valor da tensão teórica em 36%, conforme percentual obtido no Capítulo 4, item 4.3. Em seguida, somou-se a tensão numérica no embasamento, que foi considerado na análise numérica como saturada, depois obteve-se a média das duas tensões.

Após obter a tensão de compressão nas paredes não saturadas e saturadas, foi verificado o coeficiente na alvenaria (γ_{lv}) através da equação 66 recomendada pela NBR 10837 (2000). Vale informar que na equação foi admitida a resistência característica média dos prismas retirados no Embasamento, a altura da parede igual a 2200 mm e a espessura 200 mm.

$$\gamma_{alv} = \frac{f_c}{f_m \left(1 - \frac{h}{40t}\right)^3} \quad (66)$$

Onde:

γ_{alv} = Coeficiente encontrado nas paredes do embasamento;

f_c = Tensão na alvenaria não saturada ou saturada, em MPa;

f_m = Resistência característica dos prismas no embasamento, em MPa;

h = Altura da parede, em mm;

t = Espessura da parede, em mm.

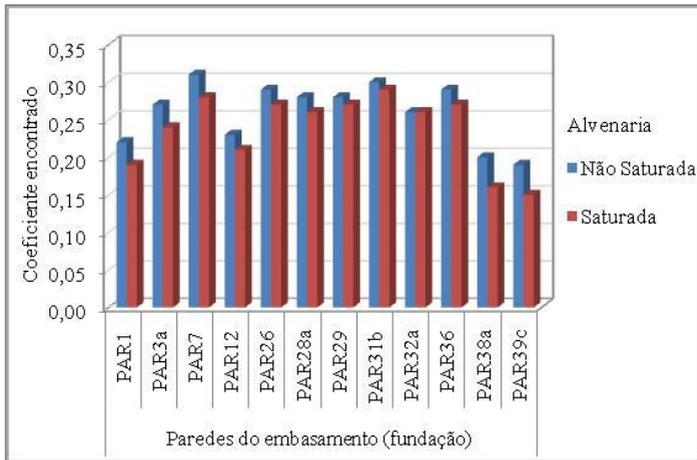


Figura 150 – Coeficiente encontrado nas paredes do Embasamento

Na Figura 150, o coeficiente encontrado nas paredes não saturadas foi superior ao das saturadas, porém as paredes PAR38a e PAR39c apresentaram o coeficiente abaixo do recomendado pela NBR 10837 (2000), cujo valor é 0,20. A PAR1 demonstrou um coeficiente menor na condição saturada, enquanto na PAR12 ele ultrapassou um pouco ao limite prescrito pela norma.

Uma outra importante análise foi realizada no edifício, com respeito à deformação. Primeiramente, a deformação foi obtida em todo o conjunto da edificação e no segundo momento, no Piso0, na Cinta e no Embasamento. Com estes valores de deformação, apresentados na Figura 151, estabeleceram-se comparações com os resultados das deformações obtidas nos prismas realizados no ensaio de fluência

acelerada e os retirados das paredes, apresentados no Capítulo 4, item 4.3.

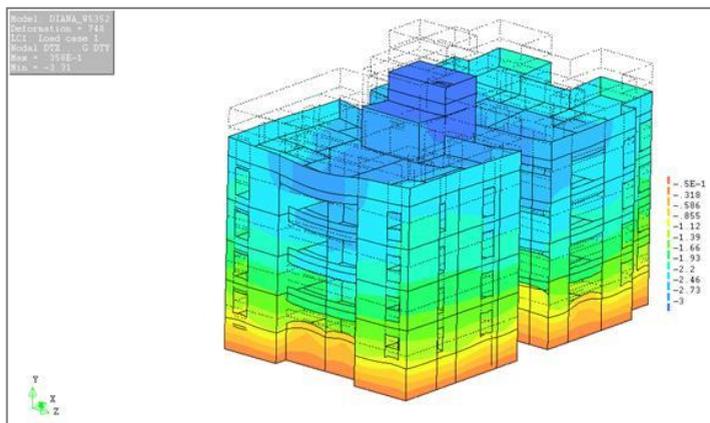


Figura 151 – Deformação no edifício

Observa-se na Figura 151 que os maiores valores de deformação estão localizados no reservatório, na escada e na laje. Nota-se em relação aos pavimentos que a deformação é menor no Embasamento e aumenta nos andares superiores, chegando aproximadamente a 2,50 mm nas paredes externas do Piso3.

A análise da deformação no Piso0, indicada na Figura 152, foi adquirida conforme o procedimento anterior, porém substituindo a primeira linha de comando por VIEW MESH PISO0, o valor da deformação variou entre 0,70 mm a 2,0 mm.

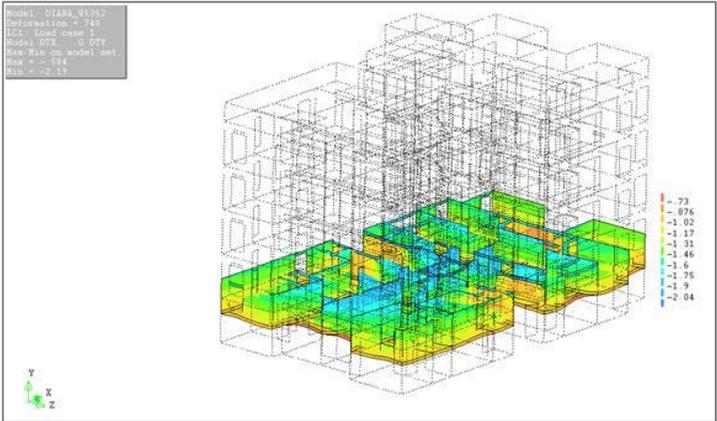


Figura 152 – Deformação no Piso0

Comparando a deformação neste piso com os resultados dos ensaios de prismas, infere-se importante análise sobre o modelo numérico. Os prismas utilizados no ensaio de fluência acelerada apresentaram resultados na deformação de 1,5 mm para alvenaria não saturada, e 2,0 mm para saturada. Já os prismas retirados das paredes do edifício caixão tiveram deformação média de 1,60 mm para alvenaria não saturada e 1,90 mm para a saturada. Pode deduzir-se para este piso que os valores de deformações foram próximos do modelo numérico para o real na ruptura.

A etapa seguinte foi analisar a deformação no cintamento do Embasamento, visto na Figura 153, nela está indicado o valor máximo de 1,5 mm.

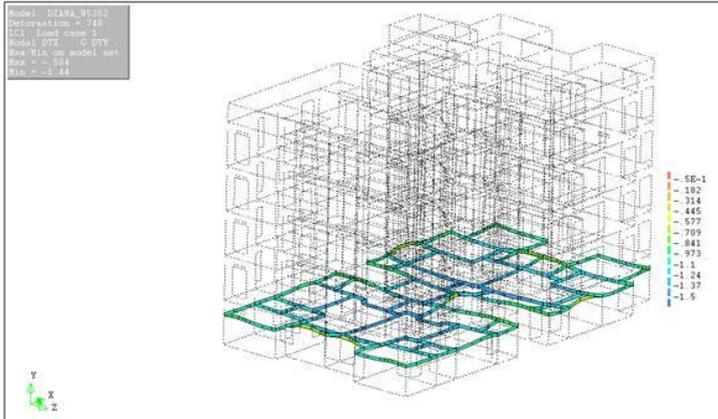


Figura 153 – Deformação no cintamento do Embasamento

Após os estudos numéricos no Piso0 e no cintamento foram analisadas as paredes do Embasamento, apresentadas na Figura 154. Aqui, está indicada a deformação máxima de 1,5 mm que ocorreu no cintamento, e nas paredes as deformações variaram entre 0,05 mm a 1,10 mm.

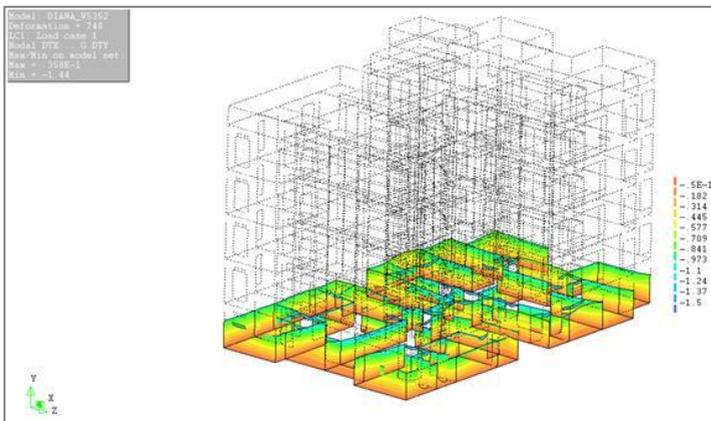


Figura 154 – Deformação no Embasamento

As comparações para o Embasamento são similares às discutidas sobre o Piso0. No caso da comparação com o ensaio de fluência acelerado que foi realizado em prisma com dois blocos deitados, pode-se inferir dos resultados uma diferença de 36% para a alvenaria não saturada. Sendo a análise realizada com os prismas retirados das paredes a diferença

aumenta para 45% para alvenaria não saturada. A diminuição da tensão no Embasamento pode estar relacionada ao aumento da espessura da parede e à presença do cintamento, consequentemente isto poderá ter contribuído para uma diminuição da deformação.

5.3.9 – Análise não linear

Concluída a análise linear, iniciou-se a busca para tentar entender o comportamento não linear do edifício caixão. Cabe lembrar que nesta fase foi admitida a combinação de cargas apresentada na equação 40. Na Figura 155 estão indicados os valores das tensões principais nas paredes exteriores do edifício.

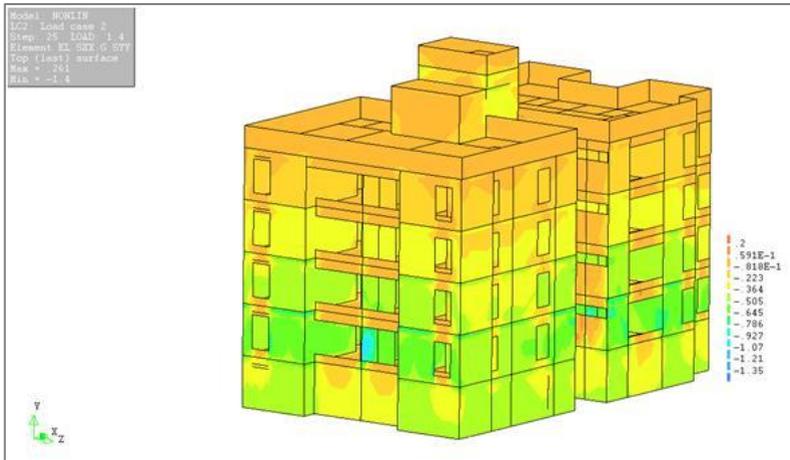


Figura 155 – Tensões principais no EC

Na Figura 155 as tensões de compressão indicaram maiores valores no Piso0, variando entre 0,65 MPa a 1,10 MPa. No Embasamento as tensões ficaram na faixa de 0,36 MPa a 0,65 MPa. Já nos outros pisos as tensões de compressão foram um pouco menores, mas alguns sinais de tensão de tração foram bem mais acentuados, especialmente no Piso4 cujos resultados podem estar entre 0,06 MPa a 0,20 MPa. Em todo o edifício observou-se nas janelas na parte superior e inferior o aparecimento de tensões de tração. Nas varandas, tanto frontal como lateral e nas PAR12 e PAR14 também aparecem tensões de tração.

Outra análise foi verificar as tensões internamente no edifício, como mostrado na Figura 156. Isto foi possível através da sequência de comandos no *iDiana* VIEW CUTAWAY CURSOR LEFT. Nota-se as lajes dos pisos sendo tracionadas e as paredes internas com os mesmos resultados discutidos anteriormente.

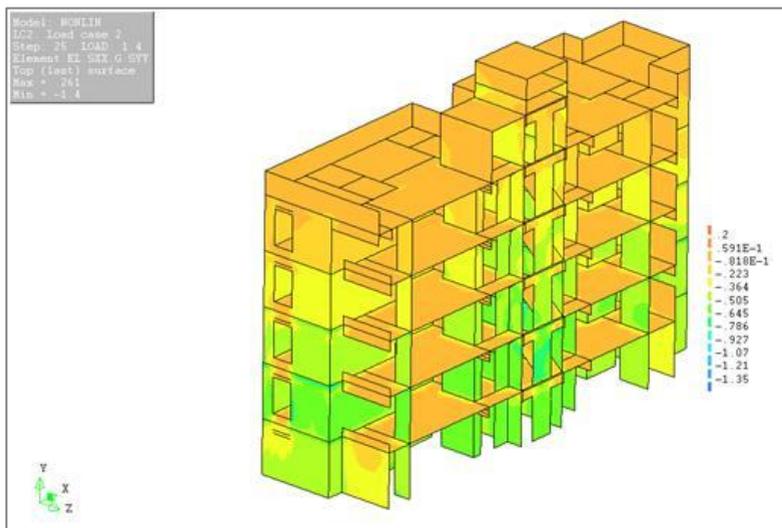


Figura 156 – Tensões internas no EC

Uma seção transversal foi obtida no edifício para analisar o comportamento das paredes que sustentam o reservatório e a escada, sendo que elas podem ser vistas na Figura 157. Na parede abaixo do reservatório a tensão situou-se em torno de 0,36 MPa, mas surgiram pequenos valores de tensão de tração.

No Piso0 na interseção da PAR28a com a PAR11b surgem tensões de compressão da ordem de 1,10 MPa. Nas PAR11 e PAR12 - vista na figura - mostra tensões de tração abaixo da abertura, contudo nestas paredes também aparecem tensões de compressão fora da área da abertura.

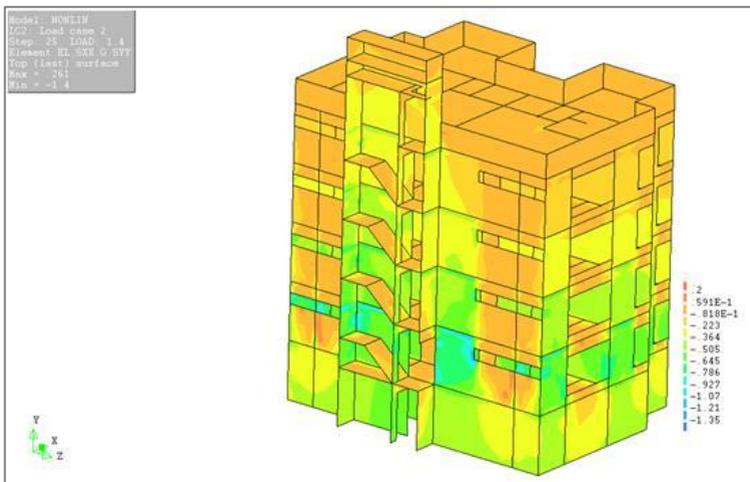


Figura 157 – Tensões internas na caixa da escada

Assim como foi realizada a análise linear no Piso0 e Embasamento, um estudo foi realizado para verificar o comportamento não linear neste locais. No Piso0, apresentado na Figura 158, visualizado através do comando VIEW CUTAWAY CURSOR TOP, as tensões de compressão nas paredes ficaram em torno de 0,79 MPa, porém no trecho da PAR31a localizado na varanda, a tensão de compressão foi de aproximadamente em 1,10 MPa. Este mesmo valor está indicado no encontro da PAR28a com a PAR11b e PAR13b.

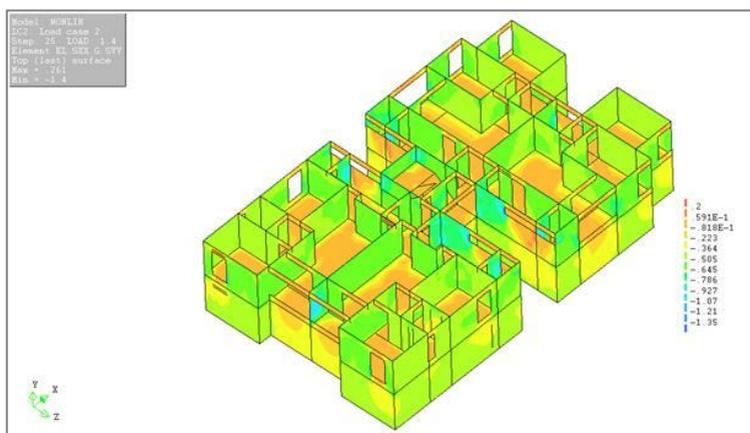


Figura 158 – Tensões no Piso0 segundo análise não linear

No Embasamento, apresentado na Figura 159, as tensões de compressão foram menores que as do Piso0 devido a espessura da parede ser maior no Embasamento. As tensões nas paredes internas ficaram entre 0,36 MPa a 0,79 MPa. Todavia existem paredes externas indicando tensões de tração da ordem de 0,06 MPa.

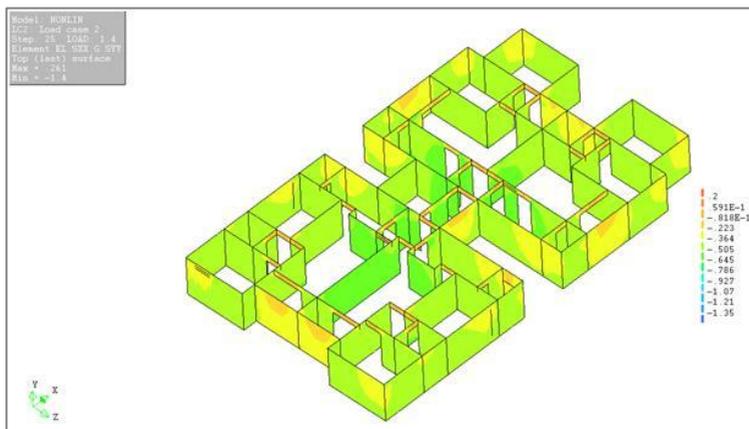


Figura 159 – Tensões no Embasamento segundo análise não linear

Depois de analisar as tensões no edifício caixão passou-se a notar o aparecimento das fissuras mostradas na Figura 160. Nesta, observa-se uma maior concentração no Piso0, especialmente na parte inferior das janelas, na parede de proteção da varanda, sendo que as paredes PAR3b, PAR4b, PAR11 e PAR12 foram locais com maior quantidade de fissuras. Cabe destacar que em algumas destas paredes as aberturas variaram de 1650 mm a 2100 mm. Outra parede onde surgiu fissura neste pavimento foi a PAR28a, abaixo do patamar da escada.

Nos outros pisos e Embasamento as fissuras ocorreram nos cintamentos. No Piso1 apareceu na PAR11, PAR12, PAR13, PAR14 e PAR28a, enquanto no Piso2 na PAR11a, PAR13a e PA28C. Já no Piso3 na PAR15, PAR11a e PAR13a, no Piso4 somente na PAR28a e no último piso não foi constatado fissuramento nas paredes, nos cintamentos e no reservatório.

No Embasamento, as fissuras foram visíveis no cintamento das paredes internas, não aparecendo no das externas. Nas paredes, surgiu apenas na PAR14. A visualização dos locais das fissuras está apresentada na Figura 160.

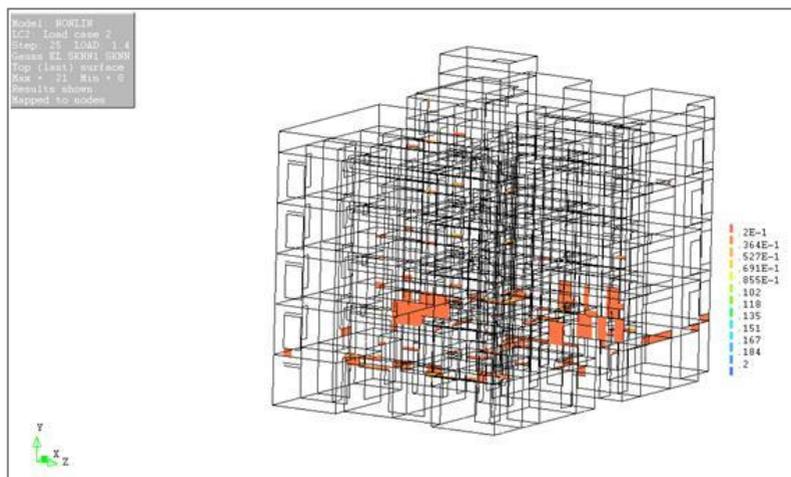


Figura 160 – Locais de fissuras no EC

5.4 – Considerações finais

Estecapítulo consistiu no desenvolvimento de etapas importantes para compreensão do comportamento estrutural à compressão do edifício caixão. As etapas foram divididas em cálculos teóricos, normalizados e numéricos. A primeira etapa foi a realização de análise teórica nos elementos estruturais, desde sua configuração geométrica às solicitações atuantes e cálculo nas paredes. Na segunda realizaram-se os cálculos através de duas normas estrangeiras e brasileira para alvenaria. Já na terceira etapa foie executada análise linear comparando com os valores obtidos nas etapas anteriores e em seguida é realizada a fase não linear identificando os locais de fissuras no edifício.

Depois de calcular as tensões teóricas, verificaram-se as tensões nas paredes segundo a norma internacional e nacional. Para isto, foram demonstrados os processos de cálculo com ajuste necessário para os materiais brasileiros adequarem-se às normas estrangeiras. Em função disto foi necessário substituir, na equação proposta pela norma inglesa

para alvenaria, a parcela do fator de redução de unidades estruturais, que é a relação entre a resistência das unidades quando o fabricante não as submeteu ao controle de qualidade pela resistência à compressão da unidade obtida em ensaio, segundo as normas vigentes. Esta relação foi substituída pela resistência média à compressão do bloco no estado saturado pela do bloco no estado não saturado, obtendo um valor compatível estabelecido pela a norma inglesa.

Além do mais, na equação proposta pelo código europeu para obtenção da resistência característica à compressão, as parcelas da resistência do bloco e da argamassa foram substituídas pela resistência característica à compressão do prisma. Os resultados indicaram valores de tensão nas paredes compreendidas entre as calculadas pela norma inglesa e a brasileira para alvenaria.

Na fase da análise numérica para obtenção das tensões de compressão nas paredes do edifício, primeiramente, foi apresentado todo processo de importação da geometria, a definição e geração da malha, os materiais e propriedades físicas, as cargas e condições de contornos. Também foram demonstrados os procedimentos para o ajuste do módulo de elasticidade das paredes do edifício no estado não saturado e saturado. Esta etapa foi desenvolvida comparando as frequências obtidas através do ensaio dinâmico com as obtidas através do método dos elementos finitos. Através da diferença entre as duas frequências foi possível determinar um módulo de elasticidade, cujos resultados no estado não saturado e saturado foram menores que os encontrados nos prismas ensaiados no laboratório nas mesmas condições.

A fase seguinte, consistiu na comparação entre os resultados das tensões provenientes da análise linear com as obtidas teoricamente e normalizadas. Outra análise realizada foi sobre a segurança estrutural das paredes não saturadas e saturadas no Embasamento. Também foram confrontadas as deformações determinadas nos ensaios de fluência e prismas com as apresentadas através da fase linear.

Na conclusão da análise linear, observou-se que os maiores valores de tensões de tração ocorreram no reservatório, laje, cinta, verga e escada. As tensões de compressão indicaram valores mínimos semelhantes aos encontrados pela norma inglesa e superiores aos calculados pela norma brasileira, sendo que estes resultados foram acentuados no Piso0 e no Embasamento. Na análise do erro entre as tensões teóricas e numéricas

os valores foram aceitáveis, indicando uma boa aproximação entre os dois métodos de cálculos.

Na comparação entre as tensões teóricas, normalizadas e numéricas nas paredes do Embasamento notou-se maiores valores para as teóricas e algumas paredes apresentaram tensões calculada numericamente menores que as normalizadas. Além disso, foi verificado o coeficiente de segurança nas paredes no estado não saturado e saturado do Embasamento, e os resultados de algumas demonstraram que algumas estão abaixo da segurança estabelecida pela norma brasileira.

Continuando na seqüência da análise linear foi estabelecida uma confrontação entre os valores obtidos na deformação da simulação numérica com os adquiridos a partir da realização dos ensaios fluência e prismas retirados das paredes do edifício caixão. Os resultados indicaram uma boa aproximação do modelo numérico para o real na ruptura.

Após a constatação de que o modelo numérico aproximava-se do real foi realizada a análise linear. Nesta fase para a combinação de carga proposta verificou-se o aparecimento de tensão de tração nas janelas na parte superior e inferior, nas varandas, laje, cintas, vergas e reservatório. Observou-se que a maior concentração de fissuras surgia no Piso0, comprovando o que foi constatado na inspeção relatada no Capítulo 3, item 3.42 (ver Figura 42). Pode-se inferir dos resultados que o aparecimento das fissuras em locais como no pavimento térreo ou no embasamento já é um indicativo do processo de colapso do edifício em estudo.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 – Conclusões

Este trabalho consistiu na investigação experimental e numérica aplicada a um edifício em alvenaria resistente, construído com bloco cerâmico de vedação. Nele foram realizados ensaios para obtenção de parâmetros necessários à compreensão do seu comportamento estrutural à compressão, fissuração e modo de ruptura das paredes.

Para isso acontecer foram realizados no edifício inspeções na infraestrutura e superestrutura, ensaio dinâmico, ensaio de compressão com macaco plano e emissão acústica. Nos laboratórios foram efetuados ensaios de resistência à compressão de blocos, argamassa e amostras prismáticas das paredes. Após obter os resultados dos ensaios foram realizadas discussões através da análise teórica, das normas e método dos elementos finitos.

Nas inspeções realizadas verificou-se que as paredes do embasamento estavam apoiadas em sapata corrida, assentada em camada do terreno de má qualidade e também com o nível do lençol freático próximo à superfície do terreno. Neste ambiente, as paredes do embasamento apresentaram-se úmidas e o revestimento descolava com facilidade. Na parte superior do edifício, o revestimento encontrava-se bastante aderido ao bloco e apresentava variação na sua espessura. Na inspeção realizada na parede externa do pavimento térreo constatou-se a existência de fissuras devido a problema de fluência na alvenaria.

Em outro momento foi executado o ensaio dinâmico e através deste foi possível averiguar que a caixa de escada situada no meio do edifício tem uma influência importante na resposta dinâmica do edifício. Infere-se dos resultados do movimento vibratório que ocorreu uma tendência de rotação da estrutura de maneira geral, porém na área da escada a mesma permanece quase fixa. Provavelmente o tipo de material tenha contribuído para oferecer maior rigidez a esta parte.

Nos ensaios com macacos planos foi possível verificar o princípio de funcionamento estrutural das paredes, especialmente em relação à contribuição significativa das juntas de argamassa verticais na transmissão das tensões. Salienta-se, neste ponto, que os resultados obtidos pelo ensaio C são aceitáveis e que os procedimentos de ensaio utilizados são os mais adequados para o tipo de parede, ou seja, dever-se-á utilizar chapas metálicas rígidas, entre o macaco e as superfícies de contato, com a mesma área desta superfície.

Os ensaios de emissão acústica permitiram concluir que é possível usar esta técnica de ensaio não destrutiva nas paredes usadas para os edifícios tipo caixão. As leituras podem ser realizadas na superfície dos rebocos, sendo que melhores resultados são obtidos quando os sensores são fixos aos blocos cerâmicos.

Já os ensaios para avaliar o dano acumulado na parede do Embasamento da estrutura permitiram detectar alguma atividade de microfissuras, embora o tempo de leitura fosse muito reduzido para se poder concluir quanto à quantidade, origem e evolução do dano acumulado.

Durante os ensaios com os macacos planos, os ensaios de emissão acústica permitiram detectar um aumento de dano significativo quando o nível de tensão instalado na parede excedia o valor da tensão esperada para as paredes, demonstrando a aplicabilidade do método para detectar a acumulação de dano.

Nos ensaios executados nos laboratórios com blocos, argamassa e prismas, observou-se a diminuição de suas resistências ao longo do tempo quando os materiais foram saturados. Este mesmo fenômeno ocorreu no ensaio de fluência acelerada em prismas não saturados e saturados. Além disso, verificou-se que o coeficiente de fluência apresentou maior valor para o estado não saturado, porém o resultado ficou um pouco acima do recomendado pelo Eurocódigo. Quando se analisou o coeficiente de fluência, a partir do estado saturado, notou-se que ele se situou na faixa estabelecida pelo Eurocódigo. Outro parâmetro calculado foi o módulo de elasticidade em longo prazo. Observou-se que ele diminuiu tanto para o estado não saturado como saturado.

No ensaio em amostra prismática retirada das paredes do edifício caixão, os resultados evidenciaram que até determinada espessura no revestimento houve contribuição no aumento da resistência à compressão do prisma. Ainda observou-se que o destacamento do revestimento é bem acentuado nos prismas saturados, enquanto que nos prismas não saturados o descolamento do revestimento ocorreu próximo da tensão máxima de ruptura. Estas duas análises parecem indicar que o revestimento influenciou na resistência do prisma, conforme alguns pesquisadores já comentaram.

Concluída a etapa de ensaios nos laboratórios passou-se a calcular as tensões no edifício. Primeiro, verificou-se as tensões nas paredes segundo a norma internacional e nacional. Para isto foram demonstrados os processos de cálculo com ajuste necessário para os materiais brasileiros se adequarem às normas estrangeiras. Em função disto foi necessário substituir na equação proposta pela norma inglesa para alvenaria, a parcela do fator de redução de unidades estruturais, que é a relação entre a resistência das unidades, quando o fabricante não as submeteu ao controle de qualidade, pela resistência à compressão da unidade obtida em ensaio segundo as normas vigentes. Esta relação foi substituída pela resistência média à compressão do bloco no estado saturado pela do bloco no estado não saturado, obtendo um valor compatível ao estabelecido pela norma inglesa.

Além do mais, na equação proposta pelo código europeu para obtenção da resistência característica à compressão, as parcelas da resistência do bloco e da argamassa foram substituídas pela resistência característica à compressão do prisma. Os resultados indicaram valores de tensão nas paredes compreendidas entre as calculadas pela norma inglesa e a brasileira para alvenaria.

Na fase da análise numérica para obtenção das tensões de compressão nas paredes do edifício, primeiramente, foi apresentado todo processo de importação da geometria, a definição e geração da malha, os materiais e propriedades físicas, as cargas e condições de contornos. Também foram demonstrados os procedimentos para o ajuste do módulo de elasticidade das paredes do edifício no estado não saturado e saturado. Esta etapa foi desenvolvida comparando as frequências obtidas através do ensaio dinâmico com as obtidas através do método dos elementos finitos. Através da diferença entre as duas frequências foi possível determinar o módulo de elasticidade, cujos resultados no estado não saturado e saturado foram menores que os encontrados nos prismas ensaiados no laboratório nas mesmas condições.

A etapa seguinte consistiu na comparação entre os resultados das tensões provenientes da análise linear com as obtidas teoricamente e normalizadas. Outra análise realizada foi sobre a segurança estrutural das paredes não saturada e saturada no embasamento. Também foram confrontadas as deformações determinadas nos ensaios de fluência e prismas com as apresentadas através da fase linear.

Na conclusão da análise linear observou-se que os maiores valores de tensões de tração ocorreram no reservatório, laje, cinta, verga e escada. As tensões de compressão indicaram valores mínimos semelhantes aos encontrados pela norma inglesa e superiores aos calculados pela norma brasileira, sendo que estes resultados foram acentuados no Piso0 e no Embasamento. Na análise do erro entre as tensões teóricas e numéricas os valores foram aceitáveis, indicando uma boa aproximação entre os dois métodos de cálculo.

Na comparação entre as tensões teóricas, normalizadas e numéricas, nas paredes do embasamento, notou-se maiores valores para as teóricas e algumas paredes apresentaram tensões calculadas numericamente menores que as normalizadas. Além disso, foi verificado o coeficiente de segurança nas paredes no estado não saturado e saturado do embasamento, os resultados demonstraram que algumas estão abaixo da segurança estabelecida pela norma brasileira.

Continuando na sequência da análise linear foi estabelecida uma confrontação entre os valores obtidos na deformação da simulação numérica com os adquiridos a partir da realização dos ensaios fluência e prismas retirados das paredes do edifício caixão. Os resultados indicaram uma boa aproximação do modelo numérico para o real na ruptura.

Após a constatação que o modelo numérico aproximava-se do real foi realizada a análise não linear. Nesta fase, para a combinação de carga proposta, verificou-se o aparecimento de tensão de tração nas janelas na parte superior e inferior, nas varandas, laje, cintas, vergas e reservatório. Observou-se que a maior concentração de fissuras surgiu no Piso0, comprovando o que foi constatado na inspeção. Pode-se inferir dos resultados dos ensaios que o aparecimento das fissuras em locais como no pavimento térreo ou no embasamento já é um indicativo do processo de colapso do edifício em estudo.

Outro aspecto que merece ser considerado nesta conclusão são os modos de rupturas das paredes no Embasamento e nos pavimentos superiores. Através do ensaio realizado nos prismas pode-se compreender que no Embasamento, devido à não existência da contribuição do revestimento, ocorre a deterioração dos blocos e argamassa das juntas ao longo do tempo devido a presença do lençol freático.

Este fenômeno faz com que a parede diminua a capacidade resistente, conforme foi mostrado nos ensaios saturados. Diminuindo a resistência da parede, nos septos e nas paredes externas dos blocos aparecem às fissuras ao longo dos furos que se propagam pela argamassa de assentamento levando a estrutura ao colapso. O aparecimento das fissuras surge bem próximo à carga máxima de ruptura, não tendo sido possível estabelecer um percentual do início do fissuramento.

Nos pavimentos superiores do edifício, por causa da presença do revestimento, o modo de ruptura é diferente. Nesta situação, como existe a contribuição do revestimento na resistência da parede como indica os resultados, caso a parede não esteja saturada, a ruptura surgirá primeiramente com descolamento do revestimento seguida imediatamente da fissuração do bloco, levando o conjunto de unidade e argamassa a romper bruscamente, de maneira explosiva.

Caso ao longo do tempo a umidade venha penetrar no revestimento da parede, a resistência irá diminuir porque o destacamento do revestimento ocorrerá antes da tensão máxima de ruptura. Nesta situação poderá existir a possibilidade de ocorrer o aparecimento de algumas fissuras nos revestimento. Porém não terá como estabelecer um percentual do início do fissuramento na parede.

Fundamentado nos resultados e nas discussões, é possível ampliar a visão para um ângulo maior da segurança estrutural e informar que para este tipo de edifício, construído com material frágil, fica difícil evacuar os moradores da dependência da edificação por causa da dificuldade de prever o início do colapso das principais paredes que estão servindo como elemento estrutural.

6.2 - Recomendações

Embora este trabalho apresente informações importantes, ainda são necessárias outras para completá-lo. Por exemplo, no ensaio dinâmico para este tipo de construção recomenda-se analisar a possibilidade de localizar zonas com potenciais anomalias estruturais, avaliar qualitativamente a constituição da estrutura através da correlação direta com os resultados de outros possíveis ensaios, tais como os ensaios com macacos planos e os ensaios laboratoriais e averiguar as condições de fronteira da estrutura.

Nos ensaios com macacos planos há necessidade de realizar mais testes para este tipo de material, empregando as chapas metálicas rígidas sugeridas. Um trabalho que poderá ser realizado é comparar as tensões obtidas através do ensaio com macaco plano com as tensões teóricas e numéricas nas paredes.

Sugere-se como trabalhos futuros a continuidade da realização de ensaios de danos acumulados com macaco plano e emissão acústica, visto que os dados obtidos nesta configuração de ensaios não foram suficientes para generalizar para este tipo de material.

Outro trabalho necessário para completar este é analisar a influência da contaminação da água no embasamento exposto por muito tempo sob condições úmidas. Sabe-se que através dos laudos de avaliação que alguns edifícios caixão tiveram como causa principal do colapso, a perda de resistência dos blocos em função da expansão por umidade e a degradação produzida pela ação continuada de íons de sulfatos sobre os componentes de cimentos.

Dando continuidade ao trabalho desenvolvido nesta pesquisa, recomenda-se a realização de ensaio de fluência ao longo do tempo. Na fundamentação teórica foi apontado que existe pouco ensaio nesta área para alvenaria, especialmente para alvenaria nova construída com material cerâmico.

Como recomendações para trabalho futuro, a realização de pesquisas a nível nacional para montar uma tabela com uma faixa de variação para coeficiente de fluência em alvenaria com blocos cerâmicos, concreto e sílico-calcário. Recomenda-se que seja implementada em futuras normas

no Brasil para alvenaria, a inserção do cálculo do módulo de elasticidade em longo prazo devido o efeito da fluência.

Uma parte desta pesquisa que poderá ter continuidade está relacionada com a metodologia do ajuste para materiais brasileiros, realizados nas equações propostas pela a norma inglesa e e eurocódigo para obtenção da resistência característica da alvenaria à compressão.

Em relação à análise pelo método dos elementos, sugere-se utilizar as informações obtidas neste trabalho para desenvolvimento um modelo numérico que leve o edifício ao colapso, semelhantemente ao que foi descrito sobre a forma de ruptura do edifício caixão.

Os resultados e conclusões desta tese são válidos para o estudo de caso do Bloco C do Conjunto Residencial Sevilha, pois, como se sabe, os materiais para alvenaria apresentam grande variação de um país para outro e até mesmo de região para região. Além disso, os dados obtidos são particularizados para condições locais, características dos blocos e das argamassas, características construtivas e geométricas das paredes e métodos de ensaio. Recomenda-se a realização de mais trabalhos similares nos Prédios Caixão da Região Metropolitana do Recife e outras localidades brasileiras. Estes dados serviriam com uma base sólida para a elaboração de planos de recuperação ou demolição para este tipo de construção.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

A

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 209R-92**: Prediction of Creep, shrinkage, and temperature effects in concrete structures. USA, 1997.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM C 62 – 92c**: Standard specification for building brick (solid masonry units made from clay or shale). Philadelphia, 1992.

_____. **ASTM C 1196 – 04**: Standard test methods for in situ compressive stress within solid unit masonry estimated using flatjack measurements. 2004.

_____. **ASTM C 1197 - 04**: Standard test methods for in situ measurement of masonry deformability properties using flatjack method. 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2000.

_____. **NBR 7211**: Agregado para concreto. Rio de Janeiro, 1983.

_____. **NBR 7584**: Concreto endurecido - Avaliação da dureza superficial pelo esclerômetro de reflexão: Rio de Janeiro, 1995.

_____. **NBR 8215**: Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural: preparo e ensaio à compressão. Rio de Janeiro, 1983.

_____. **NBR 8522**: Concreto: determinação do módulo determinação estática e diagrama tensão x deformação: método de ensaio: Rio de Janeiro, 2003.

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

_____.**NBR 8949:** paredes de alvenaria estrutural: ensaio à compressão simples. Rio de Janeiro, 1985.

_____.**NBR 10837:** Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto - Procedimento: Rio de Janeiro, 2000.

_____.**NBR 15270: Parte 1.** Blocos cerâmicos para alvenaria de vedação - Terminologia e requisitos: Rio de Janeiro, 2005.

_____.**NBR 15270:Parte 2.** Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural - Terminologia e requisitos: Rio de Janeiro, 2005.

_____.**NBR 15270: Parte 3.** Blocos cerâmicos para alvenaria estrutural e de vedação - Métodos de ensaio: Rio de Janeiro, 2005.

_____.**NBR 13276:** Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Preparo da mistura e determinação do índice de consistência: Rio de Janeiro, 2005.

_____.**NBR 13279:** Argamassa para assentamento e revestimento de paredes e tetos - Determinação da resistência à tração na flexão e à compressão: Rio de Janeiro, 2005.

_____.**NBR 13528:**Revestimento de paredes e tetos de argamassas inorgânicas - Determinação da resistência de aderência à tração: Rio de Janeiro, 1995.

_____.**NBR NM 45:** Agregados - Determinação da massa unitária e do volume de vazios: Rio de Janeiro, 2006.

_____.**NBR NM 46:** Agregados - Determinação do material fino que passa através da peneira 75 um, por lavagem: Rio de Janeiro, 2003.

_____.**NBR NM 49:**Agregado miúdo - Determinação de impurezas orgânicas: Rio de Janeiro, 2001.

_____.**NBR NM 248:**Agregados - Determinação da composição granulométrica: Rio de Janeiro, 2003.

ASOCIACIÓN ESPAÑOLA DE NORMALIZACIÓN Y CERTIFICACIÓN. **UNE-EN 1990**: Eurocódigos – Bases de cálculo de estructuras. Madri, 2003.

B

BAKER, P. H.; BAILLY, D.; CAMPBELL, M.; GALBRAITH, G. H.; MCLEAN, R. C.; POFFA, N.; SANDERS, C. H. The application of X-ray absorption to building moisture transport studies. **Measurement**, Elsevier, 2006. Disponível em:

<<http://www.elsevier.com/locate/measurement>>

Acesso em: 22 abr. 2010

BINDA, L.; SAISI, A. **State of the art of research on historic structures in Italy**. Dept. of Structural Engineering - Politecnico of Milan. Italy, 1990. Disponível em:

<http://www.archip.cz/w11/w11_binda.pdf> Acesso em: 12 fev. 2010

BINDA, L.; LENZI, G.; SAISI, A. NDE of masonry structures: use of radar tests for the characterization of stone masonries. **Construction and Building Materials**, Elsevier, 1998. Disponível em:

<http://www.elsevier.com/locate/ndteint> Acesso em: 20 fev. 2010

BINDA, L.; SAISI, A.; TIRABOSCHI, C. Investigation procedures for the diagnosis of historic masonries. **Construction and Building Materials, Elsevier**, 2000. Disponível em:

<<http://www.elsevier.com/locate/conbuildmat>>

Acesso em: 20 fev. 2010

BINDA, L.; SAISI, A.; TIRABOSCHI, C. Application of sonic tests to the diagnosis of damaged and repaired structures. **NDT & E International**, Elsevier, 2001. Disponível em:

<<http://www.elsevier.com/locate/ndteint>>

Acesso em: 20 fev. 2010

BINDA, L.; ANZANI, A.; SAISI, A. **Learning from failure: Long-term behavior of heavy masonry structures**. 1ª ed. Boston: WITpress, 2008, v. 23, p. 1-26. ISBN: 978-1-84564-057-6. ISSN: 1368-1435.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS 5628: Part 1.** structural use of unreinforced masonry. BSI. London, 1992.

_____. **BS 5628: Part 3.**Materials and components, design and workmanship. London, 1985.

_____. **BS EN 1052: Part 1.**Methods of test for masonry: Determination of compression strength. Brussels, 1999.

BROOKS, J. J. Factors in creep of masonry. In: 8thNORTH AMERICAN MASONRY CONFERENCE, Austin. **Proceedings...** Austin, Texas, USA, 1999, v.2, p. 271-277.

BROZOVSKY, J.; ZACH, J. non-destructive testing of solid brick compression strength in structures. In: IV CONFERENCIA PANAMERICANA DE END, 2007, Buenos Aires. **Anais eletrônico...** Buenos Aires, Argentina, 2007.

Disponível em: <<http://www.ndt.net/article/panndt2007/papers/1.pdf>>

Acesso em: 22 abr. 2010

C

CARPINTERI, A.; LACIDOGNA, G.; PUGNO, N.Damage evaluation of three masonry towers by acoustic emission. **Engineering Structures**, Elsevier, 2006. Disponível em:

<<http://www.elsevier.com/locate/engstruct>>

Acesso em: 20 fev. 2010

CASULA, G.; FAIS, S.; LIGAS, P.; MORA, P.Experimental application of 3-d terrestrial laser scanning and acoustic techniques in assessing the quality of stones used in monumental structures. **Hellenic Society for NDT**, Earth-prints, 2007. Disponível em:

<<http://hdl.handle.net/2122/4343>>Acesso em: 10 mar. 2010

CAVALHEIRO, O. P. Resistência e deformabilidade de pequenas paredes em alvenaria cerâmica tradicional. In: 5th INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES, 1994, Florianópolis. **Proceedings...** Florianópolis: UFSC, 1994. p. 146-155.

CHAIMOON, K.; ATTARD M. M. Modeling of unreinforced masonry walls under shear and compression. **Engineering structures**, Elsevier, 2006. Disponível em: <<http://www.elsevier.com/locate/engstruct>> Acesso em: 19 fev. 2010

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP Model Code 1990**. London: Thomas Telford, 1993.

CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. Procedimento para análise de edifícios de alvenaria estrutural submetidos a ações verticais. In: 5th INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES, 1994, Florianópolis. **Proceedings...** Florianópolis: UFSC, 1994. p. 305 – 314.

E

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARTIZATION. **Eurocode 2: Part 1**. Design of concrete structures: General rules and rules for buildings. Brussels, 2004.

_____. **Eurocode 6: Part 1**. Design of masonry structures: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. Brussels, 2005.

_____. **Eurocode 8: Part 3**. Design of structures for earthquake resistance: Strengthening and repair of buildings. Brussels, 2005.

_____. **NP-EN 933-1**. Ensaios das propriedades geométricas dos agregados, Parte 1: Análise granulométrica e método de peneiração. Caparica – PT, 2000.

G

GENTILE. C.; SAISI, A. Ambient vibration testing of historic masonry towers for structural identification and damage assessment. **Construction and Building Materials**, Elsevier, 2006. Disponível em: <<http://www.elsevier.com/locate/conbuildmat>> Acesso em: 25 fev. 2010

GREGORCZYK, P.; LOURENÇO, P. J. B. A review on flat-jack testing. **Revista do Departamento de Engenharia Civil**, Universidade do Minho, n. 9, Guimarães, 2000.

Disponível em: <http://www.csarmento.uminho.pt/docs/ncr/de_civil/2000-gregorczyc_lourenco.pdf>. Acesso em: 14 jun. de 2007

GRINZATO, E.; MARINETTI, S.; BISON, P. G.; CONCAS, M.; FAIS S. Comparison of ultrasonic velocity and IR thermography for the characterisation of stones. **Infrared Physics & Technology**, Elsevier, 2004. Disponível em: <<http://www.elsevier.com/locate/infrared>> Acesso em: 13 mar. 2010

H

HENDRY, A. W; KHALAF F. M. **Masonry wall construction**. 1ª ed. London: SPON PRESS, 2001. 115 p. ISBN 0-203-77596-1.

HENDRY, A. W; SINHA, B. P.; DAVIES, S. R. **Design of masonry structures**. 3ª ed. London: E & FN SPON, 2004. 279 p. ISBN 0-203-37498-3.

I

INTERNATIONAL CODE COUNCIL – ICC. International Building Code. Structural tests and special inspections, chapter 13, p. 358, 2003.

K

KALMANOK, A. S. **Manual Para Cálculo de Placa**. Montevideo: Interciência, 1961.

KNUSTSON, H. H.; NIELSEN, J. On the modulus of elasticity for masonry. **Masonry International Journal**. London, 1995, v.9, n.2, p. 59-61.

L

LOURENÇO, P. B. **Computational strategies for masonry structures**. 1996. 210 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Delft University, Netherlands. ISBN 90-407-1221-2. Disponível em: <<http://www.civil.uminho.pt/masonry>> Acesso em: 14 jun. de 2009

LOURENÇO, P. B. Avanços recentes na modelação de estruturas de alvenaria. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**, Universidade do Minho, n. 44, p. 27-32, 1998. Disponível em: <<http://www.civil.uminho.pt/masonry>> Acesso em: 14 jul. de 2009

LOURENÇO, P. B.; ZUCCHINI, A. **Um modelo com microestrutura para homogeneização de alvenaria**. Métodos numéricos en ingeniería V, 2002. Disponível em: <http://www.civil.uminho.pt/masonry/Publications/Update_Webpage/2002_Lourenco_Zucchini.pdf>. Acesso em: 12 de jun. de 2010

LOURENÇO, P. B. **Aspectos sobre a construção em alvenaria estrutural**. Inovação nos materiais estruturais e no controlo da segurança das construções, 2002. Disponível em: <http://www.civil.uminho.pt/masonry/Publications/Update_Webpage/2002_Lourenco_4.pdf>. Acesso em: 19 de jun. de 2009

LOURENÇO, P. B.; PINA-HENRIQUES J. **Learning from failure: Long-term behavior of heavy masonry structures**. 1ª ed. Boston: WITpress, 2008, v. 23, p. 57-78. ISBN: 978-1-84564-057-6. ISSN: 1368-1435.

LOURENÇO P. B.; RAMOS, L. F.; CARVALHO, J.; VERSTRYNGE, E. **Inspeção e Diagnóstico Estrutural de um Prédio Caixão no Recife, Brasil**. Relatório 08-DEC/E-31. Universidade do Minho. Departamento de Engenharia Civil: Guimarães-PT, 2009. 51 p.

M

MAECK, J. **Damage assessment of civil engineering structures by vibration monitoring**. 2003. 207 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Katholieke Universiteit Leuven, Belgium. ISBN 90-5682-390-6. Disponível em: <<http://www.kuleuven.be/bwm/pub/phdt.htm>>
Acesso em: 12 jan. 2010

MEOLA, C.; MAIO, R.; ROBERTI, N. Application of infrared thermography and geophysical methods for defect detection in architectural structures. **Engineering failure analysis**, Elsevier, 2005. Disponível em: <<http://www.elsevier.com/locate/engfailanal>>
Acesso em: 19 fev. 2010

MELO, M. J. A. C. **Análise de laudos emitidos sobre “prédios tipo caixão” da Região Metropolitana de Recife: Causas apontadas para os desabamentos e interdições**. 2007. 166 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Católica de Pernambuco, Recife.

MCCANN, D. M.; FORDE, M. C. Review of NDT methods in the assessment of concrete and masonry structures. **NDT & E International**, Elsevier, 2001. Disponível em: <<http://www.elsevier.com/locate/ndteint>> Acesso em: 15 fev. 2010

MOTA, J. M.F.; NETO, G. N. A.; OLIVEIRA, R. A. Influência da argamassa de revestimento na resistência à compressão axial em prismas de alvenaria resistente de blocos cerâmicos. XXXII JORNADAS SUL-AMERICANAS ENGENHARIA ESTRUTURAL, Campinas. **Anais...** Universidade de Campinas, 2006.

MOTTA, L. A. C.; MALITE, M. Analise da segurança no projeto de estruturas: método dos estados limites últimos. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**, São Carlos, n. 20, p. 1-32, 2002. ISSN 1413-9928.
Disponível em:
<http://www.set.eesc.usp.br/cadernos/nova_versao/pdf/cee20.pdf>.
Acesso em 28 jul. de 2007.

N

NETO, G. N. A. **Influência da argamassa de revestimento na resistência à compressão em prismas de alvenaria resistente de blocos de concreto.**2006. 72 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Católica de Pernambuco, Recife.

NOLAND, J.L.; ATKINSON R.H.; SCHULLER M.P. **Masonry evaluation using the flatjack method. A review of the flat-jack method for nondestructive evaluation.**Atkinson-Noland & Associates, Inc. Boulder-CO, USA, p. 1-16, out. 1991.Disponível em:
<<http://www.ana-usa.com/index.htm>> Acesso em 28 jan. de 2010

O

OLIVEIRA, R. A.; PIRES SOBRINHO, C.W.A. Acidentes com prédios em alvenaria resistente na região metropolitana do Recife. In: 4th INTERNATIONAL CONFERENCE ON THE BEHAVIOUR OF DAMAGED STRUCTURES. João Pessoa, 2005, p. 106-111

OLIVEIRA, R. A.; SILVA, F. A. N.; PIRES C.W.A.**Edifícios construídos com alvenaria resistente em Pernambuco – Situação atual e perspectivas futuras.** In: Bernardo Silva Monteiro; José Afonso Pereira Vitório. Sinaenco-PE e a produção do conhecimento. 1^a ed. Recife: Sinaenco-PE, 2008, v. 1, p. 233-263.

P

PAGAIMO, F. A. L. **Caracterização morfológica e mecânica de alvenarias antigas – caso de estudo da vila histórica de Tentugal.**2004. 129 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade de Coimbra, Portugal.

PARSEKIAN, G. A. ; FRANCO, L. S. Time-dependent strength and creep in masonry. **The Masonry Society Journal**, Boulder-CO, USA, v. 24, n. 1, p. 11-22, 2006.

PELETEIRO, S. C. **Contribuições à modelagem numérica de alvenaria estrutural**. 2002. 143 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade de São Paulo, São Carlos.

R

RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. **Projetos de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo: Pini, 2003. 174 p.

RAMOS, L. F. **Damage identification on masonry structures based on vibration signatures**. 2007. 222 p. (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade do Minho, Guimarães, Portugal.

RAMOS, L. F.; ROECK, G.; LOURENÇO, P. B.; COSTA, A. C. **Vibration signatures to identify damage in historical constructions**. In: Internacional conference experimental vibration analysis for civil engineering structures, 2007, Porto, Portugal, p. 1251-1260.

Disponível em:

<<http://repositorium.sdum.uminho.pt/handle/1822/8782>>

Acesso em: 15 jan. 2010

RILEM, **LUM.D.2**, In-situ stress tests on masonry based on the flat-jack, 1990.

RILEM, **LUM.D.3**, In-situ strength/elasticity tests on masonry based on the flat-jack, 1990.

ROCA P.; MARTINEZ G.; CASARIN F.; MODENA C.; ROSSI, P. P.; RODRIGUES I.; GARAY A. **Learning from failure: Long-term behavior of heavy masonry structures**. 1ª ed. Boston: WITpress, 2008, v. 23, p. 125-151. ISBN: 978-1-84564-057-6. ISSN: 1368-1435.

ROMAN, H. R.; MUTTI, C.N.; ARAUJO, H.N. **Construindo em alvenaria estrutural**. Florianópolis: EDUFSC, 1999. p. 15-16.

ROQUE, J. C. A. LOURENÇO, P. B. Caracterização mecânica de paredes antigas de alvenaria. Um caso de estudo no centro histórico de Bragança. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**, Universidade do Minho, n. 17, p. 31-42, 2003. Disponível em: <<http://www.civil.uminho.pt/masonry>> Acesso em: 14 jul. de 2009

S

SADRI, A. Application of impact-echo technique in diagnoses and repair of stone masonry structures. **NDT & E International**, Elsevier, 2003. Disponível em: <<http://www.elsevier.com/locate/ndteint>> Acesso em: 20 fev. 2010

SANSALONE, M.; STREETT, W. B. **Impact-Echo: Nondestructive testing of concrete and masonry**. Bullbrier Press, Jersey Shore, PA, 1997.

SINHA, B. P. Development and potencial of structural masonry. In: Seminário sobre paredes de alvenaria, 2002, Porto. **Anais eletrônico**. Disponível em: http://www.civil.uminho.pt/masonry/Publications/Paredes_de_Alvenaria/Artigo%20Pag%201-16.pdf Acesso em: 10 abr 2010

SHRIVE, N. G.; TAHA, R. M. M. **Learning from failure: Long-term behavior of heavy masonry structures**. 1ª ed. Boston: WITpress, 2008, v. 23, p. 83-105. ISBN: 978-1-84564-057-6. ISSN: 1368-1435.

T

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. **Soil mechanics in engineering practice**. 2ª ed. New York: John Wiley and Sons Co., 1967. 729 p.

TNO BUILDING AND CONSTRUCTION RESEARCH. **DIANA: Finite Element Analysis: User's Manual**, Material Library: Release 9.2. Delft, Netherlands, 2007.

TONG, F.; TSO, S. K.; HUNG, M. Y. Y. Impacto-acoustics-based health monitoring of tile-wall bonding integrity using principal component analysis. **Journal of Sound and Vibration**, Elsevier, 2006. Disponível em: <<http://www.elsevier.com/locate/jsvi>> Acesso em: 15 jun. 2010

V

VERÇOZA, E. J. **Patologia das edificações**. 1ª ed. Porto Alegre: SAGRA, 1991. p. 34-35.

VERSTRYNGE, E.; IGNOUL, S.; SCHUEREMANS, L.; VAN GEMERT, D.; WEVERS, M. Application of the acoustic emission technique for assessment of damage-accumulation in masonry. **International Journal for Restoration of Buildings and Monuments**, v. 14, n. 3, p. 167-178, 2008.

ANEXO A

RECORTES DE JORNAIS SOBRE PRÉDIOS CAIXÃO

Diário Oficial

Estado de Pernambuco



Ano LXXXV • Nº 154 **Poder Legislativo** Recife, quarta-feira, 10 de setembro de 2008

Cidadania quer agilizar processos que tratam de prédios tipo caixão

Mais de cinco mil pessoas aguardam parecer do Poder Judiciário

A Comissão de Direitos Humanos do Conselho Estadual da Cidadania da Alper, se reuniu, ontem, com o presidente do Tribunal de Justiça de Pernambuco, Joana Figueiredo, para pedir agilidade aos processos envolvendo prédios tipo caixão da Região Metropolitana do Recife. Mais de cinco mil pessoas aguardam parecer da Justiça, segundo a promotora do Ministério Público do Estado (MPPE) Helena Capela. O centro, foi um dos dobras da última audiência pública que o coletivo promoveu, no final do mês passado, para tratar o assunto. Helena Capela participou do encontro e informou que o MPPE in-



COMPROMISSO - Desembargadora Joana Figueiredo (5) pediu informação ao MPPE sobre as ações que os promotores dos próprios municípios deram entrada e outras.

recebidas, por subgrupos de "cidades", explicou Helena. As ações pedem abriguel provisório até que os imóveis interdiados sejam recuperados ou que as pessoas sejam indenizadas. Cada processo pode resultar em milhares de blocos de apartamentos e cada bloco pode ter mais de 24 residências", detalhou a promotora. Segundo a presidente do Conselho, despendida Terezinha Nunes (PSDB), é necessário agilizar os processos. O prazo para a realização dos edifícios compretenentes, reside em casos de parâmetros, vive de abriguel ou depende de algum tipo de ajuda de custo para a moradia. "Em alguns ca-

dos, são pessoas idosas que vivem em condições precárias e sofrem discriminação a parlamentares. O desembargador Joana Figueiredo pediu que o MPPE envie as informações sobre os processos para que o Tribunal de Justiça possa analisar cada caso. Segundo Figueiredo, é o primeiro passo para resolver com celeridade o problema. "Eu posso desenvolver uma estratégia de melhor estruturação dos processos. O prazo para a realização dos edifícios compretenentes, reside em casos de parâmetros, vive de abriguel ou depende de algum tipo de ajuda de custo para a moradia. "Em alguns ca-

Prédios-caixões na mira da Justiça

Processos de indenização dos moradores com imóveis interditados serão priorizados

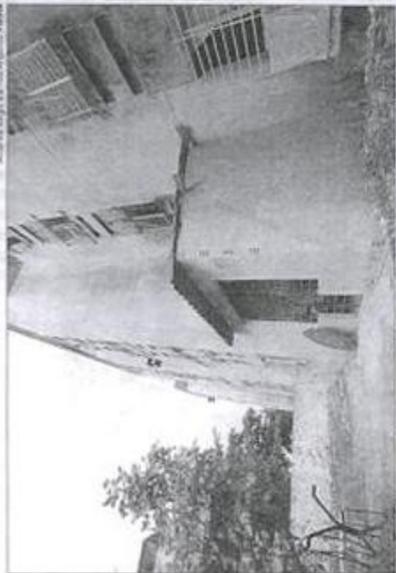
AUGUSTO LEITE E
ALEXANDRE FERREIRA

Moradora do Bloco B1 do Conjunto Beira-Mar, em Pau Amarelo, Paulista, interditado no dia 15 de maio deste ano, a autônoma Vera Lúcia Alves todo o dia pede resilição definitiva. Obrigada a descer o prédio-caduco, ela vive precariedade no bairro do Janga, em um edifício custeado pela seguradora do Beira-Mar. Vera aguarda a decisão da Justiça para receber uma indenização e voltar a ter um apartamento próprio. A aquisição de Vera é a mesma de milhares de pessoas. Existem seis mil prédios-caixões na Região Metropolitana do Recife (RMUR) e cerca de 300 processos de indenização com média de julgamento de quatro anos. Em Olinda, existem 84 conjuntos interditados e 28 ações na Justiça. No Recife, um estudo do Instituto Tecnológico de Pernambuco (Itpp) constatou

a presença de 1.331 prédios em risco alto de desabamento, que poderão ser interditados pela Justiça. Para discutir formas de siglar os imóveis, além da RMUR, existem reuniões, comens, no Fórum do Recife Rodolfo Aurélio.

"Vamos dar prioridade a esses processos, pois eles envolvem um grande número de famílias que passaram a viver uma indignação quanto ao futuro de suas vidas. Vamos trabalhar para que as pessoas do Itpp sejam concluídas, reunir os processos e identificar os entendimentos comuns para dar uma conclusão uniforme", afirmou o tempo de julgamento, garantirá o presidente do Tribunal de Justiça de Pernambuco, José Figueiredo.

"Muitas vezes os processos envolvem pessoas de idade avançada. Com isso, podemos estabelecer uma jurisdição (procedimento pedida) para que eles possam seguir de ma-



VERA, moradora do Conjunto Beira-Mar (foto), teve que deixar a residência em ritmo

deixa mais rápida", complementou.

Um total de 179 ações foram impetradas em Paulista e 24 em Jaboatão dos Guararapes. O Itpp também realiza estudos

o quanto antes", disse o Juiz José Figueiredo. Na primeira terça-feira os juizes estarão reunidos, normalmente, no Fórum do Recife para discutir o assunto.

Camargão é outro município que possui problemas com prédios caixões, mas a Prefeitura não contratou os serviços do Itpp. Diante da realidade, o Ministério Público pediu, há cerca de três meses, a condenação por improbidade administrativa do prefeito reeleito João Lenas (PCB), por descumprimento, de ordem judicial. As prefeituras dos cinco municípios estão obrigadas a contratar esses estudos desde 2005, por determinação do juiz da 1ª Vara, Frederico Azevedo. Além disso, há três meses, o juiz deu um prazo de seis meses para que os estudos sejam concluídos em todos os municípios. Do contrário as prefeituras terão que pagar uma multa de R\$ 1 milhão.

José Alberto de Barros (Unibol) para avaliar as ações.

"Eles vão reunir os colegas de suas comarcas e verificar os pontos de estrangulamento dos processos para resolvê-los

nesses dois municípios. O Tribunal de Justiça nomeou uma comissão de trabalho com os juizes Carlos Moraes (Recife), Adriana Cordeiro (Olinda), Osniel Ferreira (Paulista) e

Barraigem de
Pnyqnyama serri
inaugurada boje
1 PRIMA 1

Journal de Commerce

CIDADES

MOTIVO

DESABAMENTO

6 PRÉDIOS AMEAÇADOS NO ARRUDA

Todos os blocos do Conjunto Residencial Amudá, na Rua das Moças, apresentam rachaduras e problemas estruturais. Um deles corre risco iminente de desmoronar

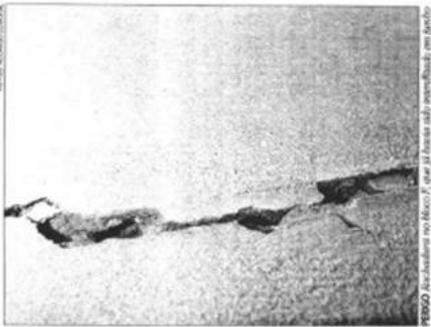
O seis edifícios do Conjunto Residencial Amudá, na Rua das Moças, no Arruda, Zona Sul de Curitiba, apresentaram problemas estruturais graves em uma vistoria realizada pelo Serviço de Engenharia de Estruturas da Prefeitura Municipal de Curitiba (SEESTRUC) em 1989. Um deles, o bloco 1, apresenta risco iminente de desmoronar.

O conjunto foi desenvolvido pelo arquiteto Carlos Zanetti e construído entre 1965 e 1970. O projeto prevê a construção de seis blocos de apartamentos, com um total de 100 unidades. No entanto, apenas três blocos foram concluídos até o momento.

Os problemas estruturais foram detectados durante uma vistoria realizada pelo SEESTRUC em 1989. Os técnicos constataram que os blocos 1, 2, 3, 4, 5 e 6 apresentam graves problemas de estabilidade, com rachaduras extensas e deslocamentos excessivos. O bloco 1, em particular, apresenta um risco iminente de desmoronar devido à gravidade dos danos.

O SEESTRUC recomendou a realização de obras de reforço estrutural em todos os blocos afetados. No entanto, até o momento, apenas algumas obras pontuais foram realizadas, o que não resolveu os problemas de forma definitiva.

Os moradores dos blocos afetados vivem em situação precária e temem pela segurança de suas famílias. Eles pedem que o poder público tome providências urgentes para garantir a segurança dos moradores e evitar maiores danos ao patrimônio urbano da cidade.



RADIOGRAFIA DO CONJUNTO

1989	É a data de construção do imóvel
6	É o número de blocos
105	Apresenta problemas
405	É o que indica de moradores
45	É o número de apartamentos

Atenção: os dados são relativos ao conjunto em geral e não a cada apartamento individualmente.

MORADORES T.R.A.M.

"Há cinco meses vive que me mudar pra outra cidade. É uma situação muito ruim, não sei se já passou que o prédio caia".
— Maria da Glória, moradora do bloco 1.

"Se não quando me desmoronar, eu vou morrer".
— João Carlos, morador do bloco 1.

PRÉDIO Residencial no Bloco 1, que já estava sendo reformado, em junho de 1989.

Continuar na página 7

ANEXO B

RELATÓRIO SOBRE ENSAIO DA ÁGUA NA FUNDAÇÃO



CONTROLE DE QUALIDADE LTDA.

Recife, 19 de Fevereiro de 2009.

Relatório: 0355/09

Para: GAMBORGI, BRUNO E CAMIÃO Advogados Associados

De: SM CONTROLE DE QUALIDADE Ltda.

Serviço executado:

Análise físico química de uma amostra de água referência "Bloco B" coletada pelo cliente com o intuito de avaliar o seu grau de agressividade ao concreto.

Metodologia analítica usada:

A análise foi efetuada de acordo com a metodologia indicada pela APHA – Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, 21ª edição e ABNT NBR 9254 – Água: Determinação do Ácido Carbônico agressivo, conforme recomendado pela Norma CETESB L1.007 Revisão Dezembro/88 – Determinação do grau de agressividade de meio aquoso ao concreto.

Datas: Coleta: 09/02/09

Recebimento: 09/02/09

Análise: 09/02/09

Resultados obtidos:

PARÂMETROS ANALISADOS	AMOSTRA
Sólidos dissolvidos a 180°C	521,5 mg/L
pH – potenciométrico	7,76
Cloretos	35,9 mg/L Cl ⁻
Dureza total	332,4 mg/L CaCO ₃
Cálcio	117,5 mg/L Ca ⁺⁺
Magnésio	9,5 mg/L Mg ⁺⁺
Nitritos	0,002 mg/L N
Nitratos	4,71 mg/L NO ₃ ⁻
Amônia	0,41 mg/L NH ₄ ⁺
Alcalinidade Total	83,4 mg/L HCO ₃ ⁻
Sulfatos	175,0 mg/L SO ₄ ²⁻
Sulfetos	0,0 mg/L S ²⁻
CO ₂ Agressivo	18,0 mg/L CO ₂

Comentários:

Os resultados obtidos indicam que o enquadramento na Tabela TIPOS DE AGRESSIVIDADE E VALORES LIMITES PARA A AVALIAÇÃO DO GRAU DE AGRESSIVIDADE da Norma CETESB L1.007, permite classificar a reação de agressividade da água ao concreto como NULA, Grau 0.

Considerando apenas o teor de Sulfatos de acordo com a Tabela 4 da norma ABNT NBR 12655 – Concreto de Cimento Portland – Preparo, Controle e recebimento – Procedimento, a condição de exposição em função da agressividade é classificada como MODERADA.

Eng^o Suzana Martorelli CRQ n.º01.300.574

Rua Florentino O. dos Santos, 54 Afogados - Recife - PE - CEP 50830-470 - CNPJ: (M.F.) 41.054.453/0001-88 - Inscrição Estadual Isento
Fone: (81) 3428.3284 / Telefax: (81) 3428.2466
e-mail: sm-controle@uol.com.br



CONTROLE DE QUALIDADE LTDA.

Recife, 19 de Fevereiro de 2009.

Relatório: 0356/09

Para: GAMBORGI, BRUNO E CAMISÃO Advogados Associados

De: SM CONTROLE DE QUALIDADE Ltda.

Serviço executado:

Análise físico química de uma amostra de água referência "Bloco C. Dentro do caixão" coletada pelo cliente com o intuito de avaliar o seu grau de agressividade ao concreto.

Metodologia analítica usada:

A análise foi efetuada de acordo com a metodologia indicada pela APHA – Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, 21ª edição e ABNT NBR 9254 – Água: Determinação do Ácido Carbônico agressivo, conforme recomendado pela Norma CETESB L1.007 Revisão Dezembro/88 – Determinação do grau de agressividade de meio aquoso ao concreto.

Datas: Coleta: 09/02/09

Recebimento: 09/02/09

Análise: 09/02/09

Resultados obtidos:

PARÂMETROS ANALISADOS	AMOSTRA
Sólidos dissolvidos a 180°C	134,5 mg/L
pH – potenciométrico	7,64
Cloretos	12,5 mg/L Cl ⁻
Dureza total	95,4 mg/L CaCO ₃
Cálcio	32,5 mg/L Ca ⁺⁺
Magnésio	3,5 mg/L Mg ⁺⁺
Nitritos	0,002 mg/L N
Nitratos	6,48 mg/L NO ₃ ⁻
Amônia	0,19 mg/L NH ₄ ⁺
Alcalinidade Total	39,4 mg/L HCO ₃ ⁻
Sulfatos	15,4 mg/L SO ₄ ²⁻
Sulfetos	0,0 mg/L S ²⁻
CO ₂ Agressivo	5,3 mg/L CO ₂

Comentários:

Os resultados obtidos indicam que o enquadramento na Tabela TIPOS DE AGRESSIVIDADE E VALORES LIMITES PARA A AVALIAÇÃO DO GRAU DE AGRESSIVIDADE da Norma CETESB L1.007, permite classificar a reação de agressividade da água ao concreto como NULA, Grau 0.

Considerando apenas o teor de Sulfatos de acordo com a Tabela 4 da norma ABNT NBR 12655 – Concreto de Cimento Portland – Preparo, Controle e recebimento – Procedimento, a condição de exposição em função da agressividade é classificada como FRACA.

Suzana Martorelli

Eng^a Suzana Martorelli CRQ n.º1.300.574



CONTROLE DE QUALIDADE LTDA.

Recife, 19 de Fevereiro de 2009.

Relatório: 0357/09

Para: GAMBORGI, BRUNO E CAMISÃO Advogados Associados

De: SM CONTROLE DE QUALIDADE Ltda.

Serviço executado:

Análise físico química de uma amostra de água referência "Bloco C, Externo" coletada pelo cliente com o intuito de avaliar o seu grau de agressividade ao concreto.

Metodologia analítica usada:

A análise foi efetuada de acordo com a metodologia indicada pela APHA – Standard Methods for the Examination of Water and Wastewater, 21ª edição e ABNT NBR 9254 – Água: Determinação do Ácido Carbônico agressivo, conforme recomendado pela Norma CETESB L1.007 Revisão Dezembro/88 – Determinação do grau de agressividade de meio aquoso ao concreto.

Datas: Coleta: 09/02/09

Recebimento: 09/02/09

Análise: 09/02/09

Resultados obtidos:

PARÂMETROS ANALISADOS	AMOSTRA
Sólidos dissolvidos a 180°C	399,5 mg/L
pH – potenciométrico	8,01
Cloretos	29,8 mg/L Cl ⁻
Dureza total	292,7 mg/L CaCO ₃
Cálcio	105,0 mg/L Ca ⁺⁺
Magnésio	7,4 mg/L Mg ⁺⁺
Nitritos	0,028 mg/L N
Nitratos	5,46 mg/L NO ₃ ⁻
Amônia	0,28 mg/L NH ₄ ⁺
Alcalinidade Total	130,1 mg/L HCO ₃ ⁻
Sulfatos	62,0 mg/L SO ₄ ⁼⁼
Sulfetos	0,0 mg/L S ⁼
CO ₂ Agressivo	31,8 mg/L CO ₂

Comentários:

Os resultados obtidos indicam que o enquadramento na Tabela TIPOS DE AGRESSIVIDADE E VALORES LIMITES PARA A AVALIAÇÃO DO GRAU DE AGRESSIVIDADE da Norma CETESB L1.007, permite classificar a reação de agressividade da água ao concreto como FORTE, Grau III. O CO₂ Agressivo > 30 é o responsável por esta classificação.

Considerando apenas o teor de Sulfatos de acordo com a Tabela 4 da norma ABNT NBR 12655 – Concreto de Cimento Portland – Preparo, Controle e recebimento – Procedimento, a condição de exposição em função da agressividade é classificada como FRACA.

Eng^o Suzana Martorelli CRQ n.º01.300.574



CONTROLE DE QUALIDADE LTDA.

Recife, 19 de Fevereiro de 2009.

Relatório: 0358/09

Para: GAMBORGI, BRUNO E CAMIÇÃO Advogados Associados

De: SM Controle de Qualidade Ltda.

Serviço executado:

Determinação da agressividade ao concreto de uma amostra de solo referência "Bloco B" coletada pelo cliente.

Datas: Coleta: 09/02/09

Recebimento: 09/02/09

Análise: 10/02/09

Esquema e Metodologia analíticos usados:

Foram determinadas os teores de Sulfatos Solúveis e o Grau de Acidez segundo Baumann-Gully, de acordo com a metodologia constante do Anexo D – Métodos de análise química de solo, que fazem parte da Norma CETESB L1.007 – Determinação do Grau de Agressividade do Meio ao Concreto.

Resultados obtidos:

ENSAIO	VALORES OBTIDOS
Sulfatos	1503 mg/Kg SO ₄ ²⁻
Grau de Acidez Baumann-Gully	0,0 mL Ácido Acético 0,1N/100g amostra*

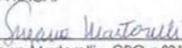
* O solo apresentou reação alcalina, provavelmente em decorrência da contaminação com água proveniente de fossa existente nas proximidades.

Comentários:

A TABELA II, Avaliação da agressividade do solo, apresentada pela CETESB L1.007, e de acordo com a Norma DIN 4030, usa os valores determinados da Acidez segundo Baumann-Gully e os Sulfatos Solúveis, para classificar a agressividade do solo.

TABELA II	AGRESSIVIDADE	
	Fraca	Muito forte
Grau de Acidez Baumann-Gully	< 20 mL Ácido Acético 0,1N/100g amostra	---
Sulfatos	2.000 a 5.000 mg/Kg SO ₄ ²⁻	> 5.000

A ausência de Acidez segundo Baumann-Gully e o teor de Sulfatos Solúveis determinado, classificam a agressividade do solo ao concreto como FRACA.


Eng^a Suzana Martorelli – CRQ n.º1.300.574

Os resultados desta análise têm significação restrita e se aplicam tão somente à presente amostra.

Rua Florentina O. dos Santos, 54 Afogados - Recife - PE - CEP 50830-470 - CNPJ: (M.F.) 41.054.453/0001-68 - Inscrição Estadual Isento
Fone: (81) 3428.3284 / Telefax: (81) 3428.2466
e-mail: sm-controle@uol.com.br



CONTROLE DE QUALIDADE LTDA.

Recife, 19 de Fevereiro de 2009.

Relatório: 0359/09

Para: GAMBORGI, BRUNO E CAMIÃO Advogados Associados

De: SM Controle de Qualidade Ltda.

Serviço executado:

Determinação da agressividade ao concreto de uma amostra de solo referência "Bloco C, Dentro do caixão" coletada pelo cliente.

Datas: Coleta: 09/02/09

Recebimento: 09/02/09

Análise: 10/02/09

Esquema e Metodologia analíticas usados:

Foram determinados os teores de Sulfatos Solúveis e o Grau de Acidez segundo Baumann-Gully, de acordo com a metodologia constante do Anexo D – Métodos de análise química de solo, que fazem parte da Norma CETESB L1.007 – Determinação do Grau de Agressividade do Meio ao Concreto.

Resultados obtidos:

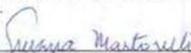
ENSAIO	VALORES OBTIDOS
Sulfatos	148,3 mg/Kg SO ₄ ²⁻
Grau de Acidez Baumann-Gully	1,6 mL Ácido Acético 0,1N/100g amostra

Comentários:

A TABELA II, Avaliação da agressividade do solo, apresentada pela CETESB L1.007, e de acordo com a Norma DIN 4030, usa os valores determinados da Acidez segundo Baumann-Gully e os Sulfatos Solúveis, para classificar a agressividade do solo.

TABELA II	AGRESSIVIDADE	
	Fraca	Muito forte
Grau de Acidez Baumann-Gully	< 20 mL Ácido Acético 0,1N/100g amostra	----
Sulfatos	2.000 a 5.000 mg/Kg SO ₄ ²⁻	> 5.000

O baixo nível de Acidez segundo Baumann-Gully e o baixo teor de Sulfatos Solúveis determinado, classificam a agressividade do solo como FRACA.


Eng^o Suzana Martorelli – CRQ n.º01.300.574

Os resultados desta análise têm significação restrita e se aplicam tão somente à presente amostra.

Rua Florentino O. dos Santos, 54 Afogados - Recife - PE - CEP 50830-470 - CNPJ: (M.F.) 41.054.453/0001-88 - Inscrição Estadual Isento
Fone: (81) 3428.3284 / Telefax: (81) 3428.2488
e-mail: sm-controle@uol.com.br



CONTROLE DE QUALIDADE LTDA.

Recife, 19 de Fevereiro de 2009.

Relatório: 0360/09

Para: GAMBORGI, BRUNO E CAMISÃO Advogados Associados

De: SM Controle de Qualidade Ltda.

Serviço executado:

Determinação da agressividade ao concreto de uma amostra de solo referência "Bloco C, Externo" coletada pelo cliente.

Datas: Coleta: 09/02/09

Recebimento: 09/02/09

Análise: 10/02/09

Esquema e Metodologia analíticos usados:

Foram determinados os teores de Sulfatos Solúveis e o Grau de Acidez segundo Baumann-Gully, de acordo com a metodologia constante do Anexo D – Métodos de análise química de solo, que fazem parte da Norma CETESB L1.007 – Determinação do Grau de Agressividade do Meio ao Concreto.

Resultados obtidos:

ENSAIO	VALORES OBTIDOS
Sulfatos	255,4 mg/Kg SO_4^{2-}
Grau de Acidez Baumann-Gully	0,0 mL Ácido Acético 0,1N/100g amostra*

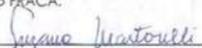
* O solo apresentou reação alcalina, provavelmente em decorrência da contaminação com água proveniente de fossa existente nas proximidades.

Comentários:

A TABELA II, Avaliação da agressividade do solo, apresentada pela CETESB L1.007, e de acordo com a Norma DIN 4030, usa os valores determinados da Acidez segundo Baumann-Gully e os Sulfatos Solúveis, para classificar a agressividade do solo.

TABELA II	AGRESSIVIDADE	
	Fraca	Muito forte
Grau de Acidez Baumann-Gully	< 20 mL Ácido Acético 0,1N/100g amostra	---
Sulfatos	2.000 a 5.000 mg/Kg SO_4^{2-}	> 5.000

A ausência de Acidez segundo Baumann-Gully e o teor de Sulfatos Solúveis determinado, classificam a agressividade do solo ao concreto como FRACA.


Eng^a Suzana Martorelli – CRQ n.º01.300.574

Os resultados desta análise têm significação teórica e se aplicam tão somente à presente amostra.

Rua Florentino O. dos Santos, 54 Afogados - Recife - PE - CEP 50830-470 - CNPJ: (M.F.) 41.054.453/0001-88 - Inscrição Estadual Isento
Fone: (81) 3428.3284 / Telefax: (81) 3428.2466
e-mail: sm-controle@uol.com.br

ANEXO C

RELATÓRIO SOBRE SONDAGEM DO SOLO



★★
ECOL

Empresa de Consultoria Ltda.

RELATÓRIO DE SONDAAGEM Nº 248-08

INTERESSADO: GAMBORGI

ASSUNTO: SONDAAGEM DE RECONHECIMENTO DO TERRENO

LOCAL: EDIFÍCIO SERVILHA-RUA ÁGUAS CLARAS Nº2196
PIEDADE-JABOATÃO DOS GUARARAPES-PE

1.0 – Foram executados (03) três furos de sondagem à percussão c/ auxílio de circulação de água numa profundidade total de 27,45m.

2.0 – O Índice de Resistência à Penetração das diversas camadas foi determinado com o emprego de um amostrador padrão tipo **TERZAGHI PECK**. Denomina-se “Índice de Resistência à Penetração”, o número de golpes dados por peso padrão de 65Kg, caindo em queda livre de uma altura constante de 0,75m necessário para a penetração de um amostrador a profundidade de 0,15m. Para o amostrador utilizado nesta sondagem o número de golpes a considerar será o referente a penetração dos últimos 0,30m do amostrador.

3.0 – Os desenhos em anexo, fornecem;

- Gráficos de resistência versus penetração;
- Croquis de locação dos furos;

4.0 – O nivelamento dos furos foi feito em relação a saída do 1º degrau da entrada do bloco com cota arbitrada em 0,0m.

5.0 – Bibliografia:

- 5.1- TB-3 Terminologia Brasileira de solos e rocha;
- 5.2- NBR/6484/01 Método de Execução de sondagens de simples reconhecimento;
- 5.3- MB 1211/79
- 5.4- NBR/7250/89 Identificação e descrição de amostras de solos obtidas em sondagens de simples reconhecimento;
- 5.5 - Moraes, Marcelo da Cunha – Estruturas de Fundação;
- 5.6 -Jaime de A. Gusmão Filho – Fundações do Conhecimento Geológico à prática da Engenharia.

DEPUTADO ESTADUAL
H. M. M. M. M.
DEPUTADO ESTADUAL

Escritório: Rua Carlos Gomes, 299 - Prado - Recife - PE - Fone: (81) 3228.1577 / 3445.6698
CNPJ 11.549.334/0001-35 - Insc. Mun.: 036.853-9 - E-MAIL: ecol ltda@uol.com.br



★★
ECOL

Empresa de Consultoria Ltda.

PERCUSSÃO SPT				PROFUNDIDADE		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
30cm FINAIS		GOLPE 30 cm		BLACIAS	ANESTRIS	
GOLPE/Metro		INICIAIS	FINAIS			
0	10	20	30	40		
		4	4		1,00	Areia com fragmentos de metralhas, escavação a trado e manual.
		4	5		2,00	
		13	12		3,00	Areia de fina a média, com matéria orgânica, fragmentos de metralhas, de fofa a pouco compacta, cinza escuro.
		6	6		4,00	
		1/45			4,90	Areia de fina a média, para silto, medianamente compacta, cinza claro.
		6	7		5,00	
		11	13		6,00	Areia de fina a média, silto argiloso, com muita matéria orgânica, e algumas cascas de mariscos, pouco compacta, cinza escuro.
		6	6		7,50	
					8,45	Argila siltoosa, com muita matéria orgânica, pouca areia e alguns fragmentos de casca de marisco, muito mole preta.
					9,00	
					10,00	Areia de fina a média, siltoosa, de pouco a medianamente compacta, cinza.
					11,00	
					12,00	Areia fina muito siltoosa, com vestígios de matéria orgânica, pouco compacta cinza.
					13,00	
					14,00	
					15,00	
					16,00	
					17,00	
					18,00	Limite da sondagem
					19,00	Por solicitação do cliente
					20,00	
					21,00	
ALTURA DE QUEDA - 0,75m		AMOSTRADOR PADRÃO		MARTELO - 65kg		N.A APÓS 24 HORAS 0,70cm
INTERESSADO:				COTA:		
GAMBORGI				-22cm		ESC. 1:100 Relatório Nº 248-08
OBRA: PIEDADE				FURO EP: 1		DATA: 25/08/2008
LOCAL: ED SERVILHA ENTRE OS BLOCOS C e D. R ÁGUAS CLARAS, 2196 PIEDADE - JABOATÃO DOS GUARARAPES				SONDAGEM GEOLÓGICA		



★ ★
ECOL

Empresa de Consultoria Ltda.

PERCUSSÃO (SPT)				PROFUNDIDADE		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
--- 30cm INICIAIS		GOLPES 30 cm		N. ÁGUA	PROFUND. (m)	
FLUX. PEN. / 30cm		INICIAIS	FINAIS			
0	10	20	30	40	PROFUND. DE	
					1,00	Areia com metralhas, escavação a trado e manual.
					1,80	
					2,00	Areia de fina a média, para siltos, com alguns pedregulhos, pouco compacta cinza.
					3,00	
					4,00	Areia de fina a média, para siltos, com muita matéria orgânica, fragmentos de metralhas, de fofa a pouco compacta preta.
					4,00	
					5,00	Areia de fina a média, siltsosa, de pouco compacta a medianamente compacta cinza.
					6,00	
					7,00	Argila siltsosa, com muita matéria orgânica, de muito mole a mole preta.
					7,20	
					8,00	Areia de fina a média, siltsosa, de pouco compacta a medianamente compacta cinza.
					8,00	
					9,00	Argila siltsosa, com muita matéria orgânica, de muito mole a mole preta.
					9,00	
					10,00	Argila siltsosa, com muita matéria orgânica, de muito mole a mole preta.
					11,00	
					12,00	Areia de fina a média, siltsosa, de fofa a pouco compacta, cinza.
					13,00	
					14,00	Limite da sondagem
					15,00	
					16,00	Por solicitação do cliente
					17,00	
					18,00	Por solicitação do cliente
					19,00	
					20,00	Por solicitação do cliente
					21,00	
ALTURA DE QUEDA - 0,75m		AMOSTRADOR PADRÃO		MAXÍMULO - 65kg	N. A APÓS 24 HORAS 0,80cm	
INTERESSADO: GAMBORGI				COTA: -15cm	ESC. 1:100	Relatório Nº: 248-08
OBRA: PIEDADE				FURO SP: 2	DATA: 25/08/2008	
LOCAL: ED SERVILHA ENTRE OS BLOCOS B e C. R ÁGUAS CLARAS, 2196 PIEDADE - JABOATÃO DOS GUARARAPES				SONDAGEM GEOLÓGICA		

Escritório: Rua Carlos Gomes, 299 - Prado - Recife - PE - Fone: (81) 3228.1577 / 3445.6698
 CNPJ 11.549.334/0001-35 - Insc. Mun.: 036.853-9 - E-MAIL: ecol ltda@uol.com.br



★★
ECOL

Empresa de Consultoria Ltda.

PERCUSSÃO (Nº)				COLUNA 30 cm		PROFUNDIDADE		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
30 cm FINAIS				30 cm		PROFUNDIDADE		
VAL. POR/Min				VAL. POR/Min		PROFUNDIDADE		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
0	10	20	30	40	50	60	70	
8	7					1,00	1,00	Área com fragmentos de metilhas, escavação a trado e manual.
4	4					2,00		Área de fina e média, pouco silteosa, de fúla e medianamente compacta cinza.
4	5					3,00		
7	9					4,00		
6	7					5,00		
6	7					6,00		Área de fina e média, pouco silteosa, com pequenos fragmentos de casca de metilhas, pouco compacta cinza.
6	7					7,00		
8	7					8,00		Limite da sondagem Por solicitação do cliente
7	5					9,00		
5	6					10,00		
						11,00		
						12,00		
						13,00		
						14,00		
						15,00		
						16,00		
						17,00		
						18,00		
						19,00		
						20,00		
						21,00		

ALTURA DE QUEDA - 0,75m	ANOTADOR PACHARO	ESCALA - 1:50	T.A. APÓS 24 HORAS - 0,75cm	
INTERESSADO:	COTA:		ESC. 1:100	Relatório Nº: 245-05
GAMBORGI				
OBRA: FIEIDADE	PISTO EP. 3		DATA: 27/08/2008	
LOCAL: ED SÉRVILIA - ENTRE OS BLOCOS A e B - B. ÁGUAZ CLARAS, 2196 FIEIDADE-JABOATÃO DOS GUARARAPES			SONDAGEM GEOLÓGICA	

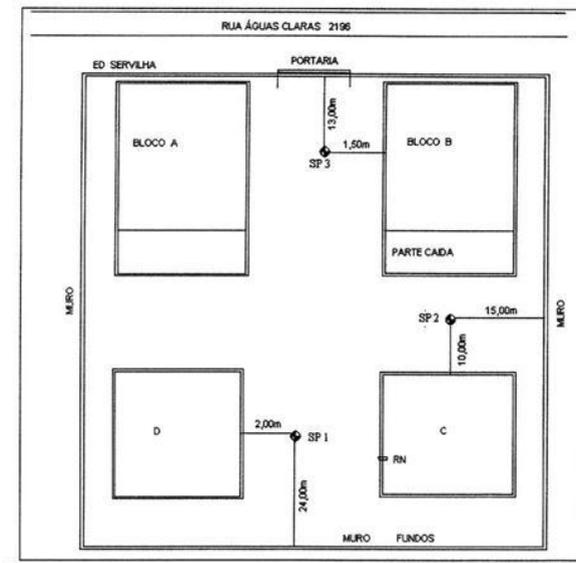
Escritório: Rua Carlos Gomes, 209 - Prado - Recife - PE - Fone: (81) 3228.1577 / 3445.6698
CNPJ 11.549.334/0001-35 - Insc. Mun.: 036.853-9 - E-MAIL: ecol_lda@uol.com.br



★★
ECOL

Empresa de Consultoria Ltda.

CROQUI
248-08- EDIFÍCIO SERVILHA- RUA ÁGUAS
CLARAS Nº 2196 PIEDADE-JABOATÃO DOS
GUARARAPES-PE



Escritório: Rua Carlos Gomes, 299 - Prado - Recife - PE - Fone: (81) 3228.1577 / 3445.8698
CNPJ 11.549.334/0001-35 - Ins. Mun. 036.853-9 - E-MAIL: ecol Ltda@uol.com.br

ANEXO D

RELATÓRIO DO SENAI-PE SOBRE O ENSAIO DOS PRISMAS



Relatório Nº 001/08

Data Relatório: 10/11/2008

Relatório de Ensaio

MATERIAL:

**Prismas de blocos cerâmicos de vedação
Edf. Sevilha**

Jaboatão dos Guararapes - Pernambuco

ENSAIO (S):

Determinação da Resistência à Compressão

Gerência Técnica

RELATÓRIO DE ENSAIO DE PRISMA - BLOCOS CERÂMICOS								
Edificação EDF. SEVILHA								
Parede SAPATA								
Prisma Nº P1			Código amostra: AWN					
ENSAIOS DIMENSIONAIS								DATA: 01/09/2008
COMPRIMENTO (mm)			LARGURA (mm)			ALTURA (mm)		
C ₁	C ₂	C ₃	L ₁	L ₂	L ₃	H ₁	H ₂	H ₃
412,85	411,29	416,03	158,66	181,82	176,14	358,34	357,95	354,6
Médias	413,39		Médias	172,21		Médias	357,95	
ENSAIO RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO								DATA: 22/10/2008
ÁREA		Carregamento			Resistência			
(mm) ²		Kgf			MPa			
71188,51		13106,36			128529,49			
					1,81			
Considerando: 1kgf ↔ 9,80665N								
ARGAMASSAS - REVESTIMENTO/ASSENTAMENTO								DATA: 01/09/2008
ESPESSURAS	FACES		Médias (mm)	OBSERVAÇÕES				
	F ₅	F ₆						
e ₁	6,26	14,79	10,53	1. Os prismas referentes às paredes das sapatas, não apresentavam argamassa de revestimento nas faces F1 e F2;				
e ₂	39,19	34,24	36,72					
e ₃	25,37	24,91	25,14					
e ₄	9,62	11,42	10,52					
DIMENSÕES BLOCOS CERÂMICOS								DATA: 01/09/2008
BLOCOS	DIMENSÕES (mm)			ESPESSURAS (mm)				
	C	L	H	PAREDES EXTERNAS			SEPTOS	
1	188,66	90,09	195,77	6,96	6,07	6,52	6,75	5,69
	193,76	90,09	195,77	5,33	5,07	5,20	5,54	6,82
Médias	191,21	90,09	195,77	5,86			6,20	
2	187,73	91,05	196,17	5,18	6,39	5,79	7,78	6,25
	176,36	91,05	196,17	6,44	7,53	6,99	7,72	7,29
Médias	182,05	91,05	196,17	6,39			7,26	
Técnico executante: NELSON MARTINS								
Verificação técnica: Eng. ANA PAULA ALENCAR e Eng. ALINE CIARLINI								
Observações: Todos os blocos do prisma P1 foram rompidos no ensaio de resistência à compressão.								
						± e ₁	± e ₂	± e ₃
						± e ₄		
F1 e F2 - Faces laterais/revestimento F3 e F4 - Faces superior e inferior/capeamento F5 e F6 - Faces transversais/cortes								
Relatório Nº 001/2008			11/11/2008			2/15		

RELATÓRIO DE ENSAIO DE PRISMA - BLOCOS CERÂMICOS

Edificação EDF. SEVILHA

Parede SAPATA

Prisma Nº P2

Código amostra: AWK

ENSAIOS DIMENSIONAIS						DATA: 29/08/2008		
COMPRIENTO (mm)			LARGURA (mm)			ALTURA (mm)		
C ₁	C ₂	C ₃	L ₁	L ₂	L ₃	H ₁	H ₂	H ₃
387,90	391,78	390,73	186,93	195,09	193,49	366,51	365,19	369,50
Média	390,14		Média	191,84		Média	367,07	

ENSAIO RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO			DATA: 22/10/2008
ÁREA	Carregamento		Resistência
(mm) ²	Kgf	N	MPa
74842,52	14820,13	145335,83	1,94

Considerando: 1 kgf ↔ 9,80665N

ARGAMASSAS - REVESTIMENTO/ASSENTAMENTO				DATA: 29/08/2008
ESPESSURAS	FACES		Médias (mm)	OBSERVAÇÕES
	F ₅	F ₆		
e ₁	20,71	19,27	19,99	1. Os prismas referentes às paredes das sapatas, não apresentavam argamassa de revestimento nas faces F1 e F2;
e ₂	39,10	39,43	39,27	
e ₃	39,18	41,15	40,17	
e ₄	14,63	5,41	10,02	

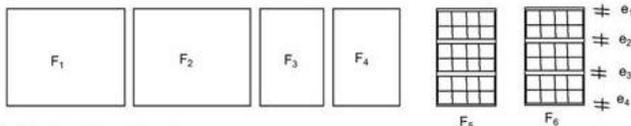
DIMENSÕES BLOCOS CERÂMICOS					DATA: 29/08/2008			
BLOCOS	DIMENSÕES (mm)			ESPESSURAS (mm)				
	C	L	H	PAREDES EXTERNAS			SEPTOS	
1	189,63	90,03	194,92	5,15	6,79	5,97	4,70	5,37
	189,63	90,03	194,92	5,96	6,01	5,99	5,34	6,90
Médias	189,63	90,03	194,92	5,98			5,58	
2	174,58	89,13	95,13	5,06	4,99	5,03	5,85	6,11
	177,14	89,13	95,13	5,32	5,26	5,29	5,16	6,73
Médias	175,86	89,13	95,13	5,16			5,96	

Técnico executante: NELSON MARTINS

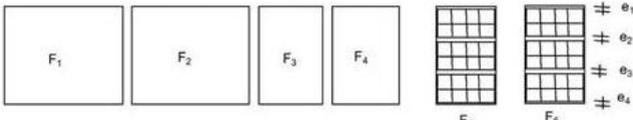
Verificação técnica: Eng. ANA PAULA ALENCAR e Eng. ALINE CIARLINI

Observações:

Todos os blocos do prisma P2 foram rompidos no ensaio de resistência à compressão.



F1 e F2 - Faces laterais/revestimento
 F3 e F4 - Faces superior e inferior/capeamento
 F5 e F6 - Faces transversais/cortes

RELATÓRIO DE ENSAIO DE PRISMA - BLOCOS CERÂMICOS										
Edificação		EDF. SEVILHA								
Parede		SAPATA								
Prisma Nº		P3				Código amostra:				AWO
ENSAIOS DIMENSIONAIS							DATA:			01/09/2008
COMPRIMENTO (mm)			LARGURA (mm)			ALTURA (mm)				
C ₁	C ₂	C ₃	L ₁	L ₂	L ₃	H ₁	H ₂	H ₃		
376,71	391,85	397,83	234,62	237,02	236,83	367,37	366,66	358,62		
Média	388,80		Média	236,16		Média	364,22			
ENSAIO RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO							DATA:			22/10/2008
ÁREA		Carregamento			Resistência					
(mm) ²		Kgf			N					
91816,92		13173,84			129191,24					
					1,41					
Considerando: 1kgf ↔ 9,80665N										
ARGAMASSAS - REVESTIMENTO/ASSENTAMENTO							DATA:			01/09/2008
ESPESSURAS	FACES		Médias (mm)	OBSERVAÇÕES						
	F ₅	F ₆								
e ₁	17,18	17,09	17,14	1. Os prismas referentes às paredes das sapatas, não apresentavam argamassa de revestimento nas faces F1 e F2;						
e ₂	27,80	31,12	29,46							
e ₃	32,47	22,24	27,36							
e ₄	14,12	20,13	17,13							
DIMENSÕES BLOCOS CERÂMICOS							DATA:			01/09/2008
BLOCOS	DIMENSÕES (mm)			ESPESSURAS (mm)						
	C	L	H	PAREDES EXTERNAS			SEPTOS			
1	193,76	92,63	195,97	7,57	7,95	7,76	6,59	6,70		
	193,76	92,63	195,97	8,70	6,89	7,80	6,70	6,47		
Médias	193,76	92,63	195,97	7,78			6,62			
2	194,93	89,77	195,11	6,44	9,10	7,77	7,45	5,39		
	194,93	89,77	195,11	6,38	7,02	6,70	6,37	5,90		
Médias	194,93	89,77	195,11	7,24			6,28			
Técnico executante:		NELSON MARTINS								
Verificação técnica:		Eng. ANA PAULA ALENCAR e Eng. ALINE CIARLINI								
Observações:		Todos os blocos do prisma P3 foram rompidos no ensaio de resistência à compressão.								
										
F1 e F2 - Faces laterais/revestimento										
F3 e F4 - Faces superior e inferior/capeamento										
F5 e F6 - Faces transversais/cortes										
Relatório Nº 001/2008		11/11/2008				4/15				

RELATÓRIO DE ENSAIO DE PRISMA - BLOCOS CERÂMICOS

Edificação EDF. SEVILHA
 Parede PAREDE/Pavimento Térreo
 Prisma Nº P4 Código amostra: AWL

ENSAIOS DIMENSIONAIS						DATA: 29/08/2008		
COMPRIMENTO (mm)			LARGURA (mm)			ALTURA (mm)		
C ₁	C ₂	C ₃	L ₁	L ₂	L ₃	H ₁	H ₂	H ₃
402,28	398,85	400,93	136,64	135,62	135,10	417,27	414,47	412,87
Média 400,69			Média 135,79			Média 414,87		

ENSAIO RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO			DATA: 21/10/2008
ÁREA	Carregamento		Resistência
(mm) ²	Kgf	N	MPa
54407,91	10939,89	107283,67	1,97

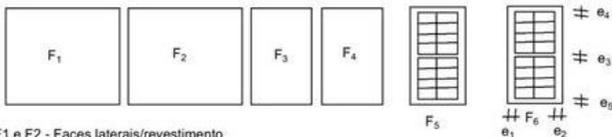
Considerando: 1kgf ↔ 9,80665N

ARGAMASSAS - REVESTIMENTO/ASSENTAMENTO				DATA: 29/08/2008
ESPESURAS	FACES		Médias (mm)	OBSERVAÇÕES
	F ₅	F ₆		
e ₁	20,80	25,19	23,00	1. Prisma P4 isento de argamassa de revestimento na face F3;
e ₂	25,20	21,69	23,45	
e ₃	36,10	26,29	31,20	
e ₄	x	x	x	
e ₅	4,41	7,88	6,15	

DIMENSÕES BLOCOS CERÂMICOS						DATA: 29/08/2008		
BLOCOS	DIMENSÕES (mm)			ESPESSURAS (mm)				
	C	L	H	PAREDES EXTERNAS			SEPTOS	
1		88,56	191,33	5,83	6,15	5,99	6,16	5,60
		88,56	191,33	6,51	7,21	6,86	6,10	6,77
Médias		88,56	191,33	6,43			6,16	
2		88,47	193,14	4,31	5,84	5,08	6,66	6,39
		88,47	193,14	5,54	6,75	6,15	6,82	6,46
Médias		88,47	193,14	5,61			6,58	

Técnico executante: NELSON MARTINS
 Verificação técnica: Eng. ANA PAULA ALENCAR e Eng. ALINE CIARLINI

Observações: Alguns blocos ficaram inteiros após o ensaio de resistência à compressão do prisma P4.



F1 e F2 - Faces laterais/revestimento
 F3 e F4 - Faces superior e inferior/capeamento
 F5 e F6 - Faces transversais/cortes

RELATÓRIO DE ENSAIO DE PRISMA - BLOCOS CERÂMICOS								
Edificação	EDF. SEVILHA							
Parede	PAREDE/Pavimento Térreo							
Prisma N°	P5	Código amostra:				AWM		
ENSAIOS DIMENSIONAIS						DATA: 29/08/2008		
COMPRIMENTO (mm)			LARGURA (mm)			ALTURA (mm)		
C ₁	C ₂	C ₃	L ₁	L ₂	L ₃	H ₁	H ₂	H ₃
401,72	403,39	403,23	155,82	156,11	156,24	425,29	425,88	425,44
Média	402,78		Média	156,06		Média	425,54	
ENSAIO RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO						DATA: 22/10/2008		
AREA		Carregamento		Resistência				
(mm) ²		Kgf		N		MPa		
62856,50		18270,18		179169,26		2,85		
Considerando: 1kgf ↔ 9,80665N								
ARGAMASSAS - REVESTIMENTO/ASSENTAMENTO						DATA: 29/08/2008		
ESPES SURAS	FACES		Médias (mm)	OBSERVAÇÕES				
	F ₅	F ₆						
e ₁	41,04	21,12	31,08					
e ₂	23,68	44,82	34,25					
e ₃	30,68	21,35	26,02					
e ₄	8,15	15,3	11,73					
e ₅	6,13	9,49	7,81					
1. Prisma P5 foram observados alguns vazios internos nos revestimentos;								
DIMENSÕES BLOCOS CERÂMICOS						DATA: 29/08/2008		
BLOCOS	DIMENSÕES (mm)			ESPESSURAS (mm)				
	C	L	H	PAREDES EXTERNAS		SEPTOS		
1	91,04	194,82	6,3	5,42	5,86	7,02	6,91	
	91,04	194,82	8,42	5,61	7,02	5,30	5,35	
Médias	91,04	194,82	6,44			6,15		
2	87,13	192,3	5,59	4,85	5,22	6,54	6,01	
	87,13	192,3	8,07	6,08	7,08	7,35	7,44	
Médias	87,13	192,3	6,15			6,84		
Técnico executante:	NELSON MARTINS							
Verificação técnica:	Eng. ANA PAULA ALENCAR e Eng. ALINE CIARLINI							
Observações:	Não houve ruptura do prisma P05, por limitação de carga da prensa;							
F ₁		F ₂		F ₃		F ₄		
F ₅		F ₆		e ₁		e ₂		
				e ₃		e ₄		
				e ₅				
F1 e F2 - Faces laterais/revestimento F3 e F4 - Faces superior e inferior/capeamento F5 e F6 - Faces transversais/cortes								
Relatório N° 001/2008				11/11/2008		6/15		

RELATÓRIO DE ENSAIO DE PRISMA - BLOCOS CERÂMICOS

Edificação EDF. SEVILHA
 Parede PAREDE/1º pavimento
 Prisma Nº P6 Código amostra: AWB

ENSAIOS DIMENSIONAIS						DATA: 28/08/2008		
COMPRIMENTO (mm)			LARGURA (mm)			ALTURA (mm)		
C ₁	C ₂	C ₃	L ₁	L ₂	L ₃	H ₁	H ₂	H ₃
405,53	403,38	402,66	131,14	130,11	129,72	426,52	427,48	430,01
Média	403,86		Média	130,32		Média	428,00	

ENSAIO RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO			DATA: 21/10/2008
ÁREA (mm) ²	Carregamento Kgf	N	Resistência MPa
52631,95	7488,45	73436,61	1,40

Considerando: 1kgf ↔ 9,80665N

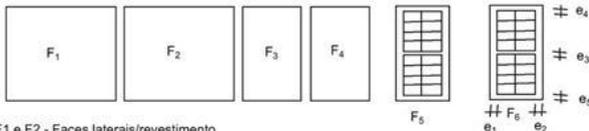
ARGAMASSAS - REVESTIMENTO/ASSENTAMENTO				DATA: 28/08/2008
ESPESURAS	FACES		Médias (mm)	OBSERVAÇÕES
	F ₅	F ₆		
e ₁	16,11	21,57	18,84	
e ₂	21,22	18,36	19,79	
e ₃	23,55	21,59	22,57	
e ₄	12,32	17,72	15,02	
e ₅	12,35	5,51	8,93	

1. Prisma P6, foram observadas algumas fissuras internas nos revestimentos;

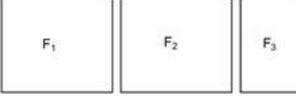
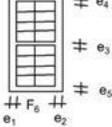
DIMENSÕES BLOCOS CERÂMICOS						DATA: 28/08/2008		
BLOCOS	DIMENSÕES (mm)			ESPESSURAS (mm)				
	C	L	H	PAREDES EXTERNAS			SEPTOS	
1	88,94	192,5	8,52	7,40	7,96	6,48	7,66	
	88,94	192,5	4,73	6,72	5,73	8,69	7,14	
Médias	88,94	192,5	6,84			7,49		
2	91,72	191,92	4,12	7,70	5,91	6,74	8,58	
	91,72	191,92	8,50	6,07	7,29	7,72	5,60	
Médias	91,72	191,92	6,60			7,16		

Técnico executante: JOÃO RICARDO
 Verificação técnica: Eng. ANA PAULA ALENCAR e Eng. ALINE CIARLINI

Observações: Todos os blocos do prisma P6 foram rompidos no ensaio de resistência à compressão.



F1 e F2 - Faces laterais/revestimento
 F3 e F4 - Faces superior e inferior/capeamento
 F5 e F6 - Faces transversais/cortes

RELATÓRIO DE ENSAIO DE PRISMA - BLOCOS CERÂMICOS								
Edificação		EDF. SEVILHA						
Parede		PAREDE/1º pavimento						
Prisma Nº		P7			Código amostra:		AWC	
ENSAIOS DIMENSIONAIS						DATA: 28/08/2008		
COMPRIMENTO (mm)			LARGURA (mm)			ALTURA (mm)		
C ₁	C ₂	C ₃	L ₁	L ₂	L ₃	H ₁	H ₂	H ₃
403,93	399,80	402,35	136,54	136,41	137,89	422,54	418,96	426,64
Média		402,03	Média		136,95	Média		422,71
ENSAIO RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO						DATA: 21/10/2008		
ÁREA		Carregamento			Resistência			
(mm) ²		Kgf		N		MPa		
55056,21		8192,79		80343,82		1,46		
Considerando: 1kgf ↔ 9,80665N								
ARGAMASSAS - REVESTIMENTO/ASSENTAMENTO						DATA: 28/08/2008		
ESPES SURAS	FACES		Médias (mm)	OBSERVAÇÕES				
	F ₅	F ₆						
e ₁	25,31	16,86	21,09					
e ₂	22,91	21,95	22,43					
e ₃	20,16	21,43	20,80					
e ₄	2,35	4,23	3,29					
e ₅	7,63	7,51	7,57					
DIMENSÕES BLOCOS CERÂMICOS						DATA: 28/08/2008		
BLOCOS	DIMENSÕES (mm)			ESPESSURAS (mm)				
	C	L	H	PAREDES EXTERNAS			SEPTOS	
1	87,44	190,89		6,29	6,06	6,18	7,48	6,62
		87,44	190,89	5,77	6,60	6,19	7,50	6,15
Médias		87,44	190,89	6,18			6,94	
2		95,8	193,72	6,85	7,26	7,06	7,61	6,85
		95,8	193,72	6,05	5,51	5,78	6,72	5,91
Médias		95,8	193,72	6,42			6,77	
Técnico executante:		NELSON MARTINS						
Verificação técnica:		Eng. ANA PAULA ALENCAR e Eng. ALINE CIARLINI						
Observações:		Todos os blocos do prisma P7 foram rompidos no ensaio de resistência à compressão.						
								
F1 e F2 - Faces laterais/revestimento		F3 e F4 - Faces superior e inferior/capeamento						
F5 e F6 - Faces transversais/cortes								

RELATÓRIO DE ENSAIO DE PRISMA - BLOCOS CERÂMICOS

Edificação EDF. SEVILHA
 Parede PAREDE/2º Pavimento
 Prisma Nº P8 Código amostra: AWD

ENSAIOS DIMENSIONAIS						DATA: 28/08/2008		
COMPRIMENTO (mm)			LARGURA (mm)			ALTURA (mm)		
C ₁	C ₂	C ₃	L ₁	L ₂	L ₃	H ₁	H ₂	H ₃
397,85	400,04	397,08	134,85	139,99	135,36	426,00	418,74	420,15
Média		398,32	Média		136,73	Média		421,63

ENSAIO RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO			DATA: 21/10/2008
ÁREA	Carregamento		Resistência
(mm) ²	Kgf	N	MPa
54464,08	11809,43	115810,95	2,13

Considerando: 1kgf ↔ 9,80665N

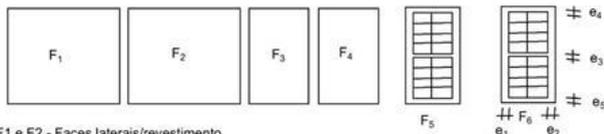
ARGAMASSAS - REVESTIMENTO/ASSENTAMENTO				DATA: 28/08/2008
ESPESSURAS	FACES		Médias (mm)	OBSERVAÇÕES
	F ₅	F ₆		
e ₁	23,84	26,44	25,14	
e ₂	20,62	21,56	21,09	
e ₃	23,61	27,85	25,73	
e ₄	6,62	14,11	10,37	
e ₅	5,25	3,93	4,59	

DIMENSÕES BLOCOS CERÂMICOS					DATA: 28/08/2008			
BLOCOS	DIMENSÕES (mm)			ESPESSURAS (mm)				
	C	L	H	PAREDES EXTERNAS		SEPTOS		
1	91,73	193,95		7,19	5,43	6,31	6,60	7,40
		91,73	193,95	7,02	6,55	6,79	7,41	7,87
Médias		91,73	193,95	6,55		7,32		
2		89,48	190,72	6,72	6,24	6,48	7,67	7,02
		89,48	190,72	6,53	6,64	6,59	7,25	7,48
Médias		89,48	190,72	6,53		7,36		

Técnico executante: JOÃO RICARDO
 Verificação técnica: Eng. ANA PAULA ALENCAR e Eng. ALINE CIARLINI

Observações:

Todos os blocos do prisma P8 foram rompidos no ensaio de resistência à compressão.



F1 e F2 - Faces laterais/revestimento
 F3 e F4 - Faces superior e inferior/capeamento
 F5 e F6 - Faces transversais/cortes

RELATÓRIO DE ENSAIO DE PRISMA - BLOCOS CERÂMICOS								
Edificação	EDF. SEVILHA							
Parede	PAREDE/2º Pavimento							
Prisma Nº	P9			Código amostra:		AWJ		
ENSAIOS DIMENSIONAIS						DATA: 29/08/2008		
COMPRIMENTO (mm)			LARGURA (mm)			ALTURA (mm)		
C ₁	C ₂	C ₃	L ₁	L ₂	L ₃	H ₁	H ₂	H ₃
398,21	398,16	394,85	141,37	139,96	138,84	425,97	421,60	420,71
Média	397,07		Média	140,06		Média	422,76	
ENSAIO RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO						DATA: 22/10/2008		
ÁREA		Carregamento			Resistência			
(mm) ²		Kgf		N		MPa		
55612,77		12259,32		120222,86		2,16		
Considerando: 1kgf ↔ 9,80665N								
ARGAMASSAS - REVESTIMENTO/ASSENTAMENTO						DATA: 29/08/2008		
ESPES SURAS	FACES		Médias (mm)	OBSERVAÇÕES				
	F ₅	F ₆						
e ₁	23,40	30,06	26,73					
e ₂	25,96	21,52	23,74					
e ₃	31,26	31,24	31,25					
e ₄	10,14	8,07	9,11					
e ₅	5,01	8,95	6,98					
DIMENSÕES BLOCOS CERÂMICOS						DATA: 29/08/2008		
BLOCOS	DIMENSÕES (mm)			ESPESSURAS (mm)				
	C	L	H	PAREDES EXTERNAS		SEPTOS		
1		88,97	189,49	7,59	5,52	6,56	8,79	7,70
		88,97	189,49	6,06	5,79	5,93	7,96	8,22
Médias		88,97	189,49	6,24		8,17		
2		80,5	189,9	6,71	7,34	7,03	7,44	8,83
		80,5	189,9	7,43	6,37	6,90	7,71	8,61
Médias		80,5	189,9	6,96		8,15		
Técnico executante:	JOÃO RICARDO							
Verificação técnica:	Eng. ANA PAULA ALENCAR e Eng. ALINE CIARLINI							
Observações:	Todos os blocos do prisma P9 foram rompidos no ensaio de resistência à compressão.							
<p>F1 e F2 - Faces laterais/revestimento F3 e F4 - Faces superior e inferior/capeamento F5 e F6 - Faces transversais/cortes</p>								

RELATÓRIO DE ENSAIO DE PRISMA - BLOCOS CERÂMICOS

Edificação EDF. SEVILHA
 Parede PAREDE/ 3º Pavimento
 Prisma Nº P10 Código amostra: AWI

ENSAIOS DIMENSIONAIS						DATA: 29/08/2008		
COMPRIMENTO (mm)			LARGURA (mm)			ALTURA (mm)		
C ₁	C ₂	C ₃	L ₁	L ₂	L ₃	H ₁	H ₂	H ₃
397,57	397,01	399,26	132,40	132,35	131,58	413,25	416,05	420,98
Média		397,95	Média		132,11	Média		416,76

ENSAIO RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO			DATA: 21/10/2008
ÁREA	Carregamento		Resistência
(mm) ²	Kgf	N	MPa
52572,73	18326,41	179720,69	3,42

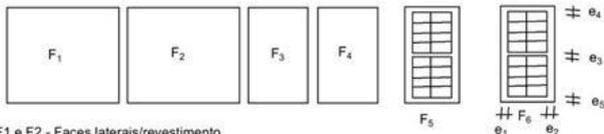
Considerando: 1kgf ↔ 9,80665N

ARGAMASSAS - REVESTIMENTO/ASSENTAMENTO				DATA: 29/08/2008
ESPESURAS	FACES		Médias (mm)	OBSERVAÇÕES
	F ₅	F ₆		
e ₁	23,32	21	22,16	PRISMA 10, apresentando destacamento da argamassa de assentamento da face superior (F3).
e ₂	18,73	19,93	19,33	
e ₃	24,30	24,82	24,56	
e ₄	6,29	5,42	5,86	
e ₅	4,82	4,82	4,82	

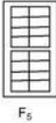
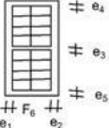
DIMENSÕES BLOCOS CERÂMICOS						DATA: 29/08/2008		
BLOCOS	DIMENSÕES			ESPESSURAS				
	C	L	H	PAREDES EXTERNAS		SEPTOS		
1		89,57	193,58	5,01	5,27	5,14	7,12	5,93
		89,57	193,58	5,59	4,98	5,29	7,25	6,33
Médias		89,57	193,58	5,21			6,66	
2		91,36	192,2	5,43	6,72	6,08	7,75	6,02
		91,36	192,2	6,89	4,62	5,76	6,59	7,55
Médias		91,36	192,2	5,92			6,98	

Técnico executante: JOÃO RICARDO
 Verificação técnica: Eng. ANA PAULA ALENCAR e Eng. ALINE CIARLINI

Observações: Não houve ruptura do prisma P10, por limitação de carga da prensa.



F1 e F2 - Faces laterais/revestimento
 F3 e F4 - Faces superior e inferior/capeamento
 F5 e F6 - Faces transversais/cortes

RELATÓRIO DE ENSAIO DE PRISMA - BLOCOS CERÂMICOS								
Edificação		EDF. SEVILHA						
Parede		PAREDE/3º Pavimento						
Prisma Nº		P11			Código amostra:		AWH	
ENSAIOS DIMENSIONAIS						DATA: 29/08/2008		
COMPRIMENTO (mm)			LARGURA (mm)			ALTURA (mm)		
C ₁	C ₂	C ₃	L ₁	L ₂	L ₃	H ₁	H ₂	H ₃
405,05	402,03	401,79	139,30	138,94	138,90	420,06	419,86	419,67
Média	402,96		Média	139,05		Média	419,86	
ENSAIO RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO						DATA: 22/10/2008		
ÁREA		Carregamento			Resistência			
(mm) ²		Kgf		N		MPa		
56029,78		13213,21		129577,33		2,31		
Considerando: 1kgf ↔ 9,80665N								
ARGAMASSAS - REVESTIMENTO/ASSENTAMENTO						DATA: 29/08/2008		
ESPAZURAS	FACES		Médias (mm)	OBSERVAÇÕES				
	F ₅	F ₆						
e ₁	22,61	23,13	22,87	PRISMA 11, apresentando fissuras na argamassa de revestimento das faces F1 e F2.				
e ₂	25,58	25,35	25,47					
e ₃	20,83	21,62	21,23					
e ₄	14,41	15,77	15,09					
e ₅	8,84	8,17	8,51					
DIMENSÕES BLOCOS CERÂMICOS						DATA: 29/08/2008		
BLOCOS	DIMENSÕES (mm)			ESPESSURAS (mm)				
	C	L	H	PAREDES EXTERNAS		SEPTOS		
1	89,50	190,61		7,25	5,45	6,35	7,51	6,55
		89,50	190,61	6,06	5,81	5,94	7,71	6,93
Médias		89,5	190,61	6,14			7,18	
2	89,12	189,12		5,18	6,82	6,00	7,07	7,35
		89,12	189,12	5,88	5,84	5,86	6,70	8,13
Médias		89,12	189,12	5,93			7,31	
Técnico executante:		JOÃO RICARDO						
Verificação técnica:		Eng. ANA PAULA ALENCAR e Eng. ALINE CIARLINI						
Observações:		Todos os blocos do prisma P11 foram rompidos no ensaio de resistência à compressão.						
								
<p>F1 e F2 - Faces laterais/revestimento F3 e F4 - Faces superior e inferior/capeamento F5 e F6 - Faces transversais/cortes</p>								

RELATÓRIO DE ENSAIO DE PRISMA - BLOCOS CERÂMICOS

Edificação EDF. SEVILHA
 Parede PAREDE/3º Pavimento
 Prisma Nº P12 Código amostra: AWE

ENSAIOS DIMENSIONAIS						DATA: 28/08/2008		
COMPRIMENTO (mm)			LARGURA (mm)			ALTURA (mm)		
C ₁	C ₂	C ₃	L ₁	L ₂	L ₃	H ₁	H ₂	H ₃
428,08	426,43	422,43	136,49	135,65	135,82	417,52	421,94	418,89
Média	425,65		Média	135,99		Média	419,45	

ENSAIO RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO				DATA: 21/10/2008
ÁREA (mm) ²	Carregamento Kg _f		Resistência MPa	
		N		
57882,27	11455,85	112343,51	1,94	

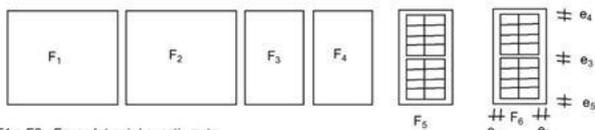
Considerando: 1kgf ↔ 9,80665N

ARGAMASSAS - REVESTIMENTO/ASSENTAMENTO				DATA: 28/08/2008
ESPESSURAS	FACES		Médias (mm)	OBSERVAÇÕES
	F ₅	F ₆		
e ₁	24,99	25,03	25,01	
e ₂	26,65	17,7	22,18	
e ₃	30,69	32,83	31,76	
e ₄	6,55	18,52	12,54	
e ₅	9,71	6,88	8,30	

DIMENSÕES BLOCOS CERÂMICOS								DATA: 28/08/2008
BLOCOS	DIMENSÕES (mm)			ESPESSURAS (mm)				
	C	L	H	PAREDES EXTERNAS		SEPTOS		
1		89,39	191,7	7,72	5,98	6,85	8,00	7,63
		89,39	191,7	6,12	6,58	6,35	7,50	7,35
	Médias	89,39	191,7	6,60		7,62		
2		89,09	192,26	5,97	6,96	6,47	8,18	5,97
		89,09	192,26	7,54	7,41	7,48	7,89	6,16
	Médias	89,09	192,26	6,97		7,05		

Técnico executante: JOÃO RICARDO
 Verificação técnica: Eng. ANA PAULA ALENCAR e Eng. ALINE CIARLINI

Observações: Todos os blocos do prisma P12 foram rompidos no ensaio de resistência à compressão.



F1 e F2 - Faces laterais/revestimento
 F3 e F4 - Faces superior e inferior/capeamento
 F5 e F6 - Faces transversais/cortes

RELATÓRIO DE ENSAIO DE PRISMA - BLOCOS CERÂMICOS

Edificação: EDF. SEVILHA

OBSERVAÇÕES GERAIS:

1. As paredes das sapatas apresentam apenas o lado externo revestido com argamassa. Durante o processo de retirada dos prismas dessas sapatas a camada de revestimento que já apresentava desfragmentação, descolou-se totalmente, dessa forma os prismas das sapatas foram ensaiados sem revestimento;
2. As Todos os blocos cerâmicos integrantes dos prismas retirados das sapatas apresentaram rachaduras, na maioria, com destacamento de parede.
3. Todos os prismas foram rompidos secos.
4. As faces F3 e F4, permaneceram com uma pequena camada de argamassa de assentamento, por estar muito resistente havia o risco de quebra das paredes dos blocos;
5. O capeamento dos prismas foi realizado com argamassa de cimento e areia, traço:1:1(peso); areia lavada e o mais fina possível, passante na peneira nº50/ABNT; fator água/cimento 0,5; a qual apresentou uma resistência à compressão de 20,1MPa, aos 28 dias.
6. Foi observado que os blocos cerâmicos de vedação foram assentados com os furos na horizontal na alvenaria de parede, esporadicamente, podia-se observar a presença desses mesmos blocos assentados com furos na vertical; Nas paredes das sapatas os blocos cerâmicos de vedação foram assentados com furos na horizontal, porém, com os blocos deitados.
7. Os prismas foram retirados cortando-se as paredes com uma maquina;
8. Os prismas das sapatas foram retirados cortando-se as paredes com uma maquina e complementando com talhadeira;
9. Durante os ensaios de resistência à compressão, foi observado que o revestimento dos prismas estava-se por completo;
10. Na maioria dos prismas ensaiados todos os blocos cerâmicos foram rompidos;
11. Alguns blocos do prisma P4 , após o ensaio de resistência à compressão, permaneceram inteiros; foi observado que houve descolamento da argamassa de assentamento e por isso escorregamento dos blocos.

RELATÓRIO DE ENSAIO DE PRISMA - BLOCOS CERÂMICOS

Edificação: EDF. SEVILHA

CLÁUSULAS DE RESPONSABILIDADE

1. Os resultado obtidos somente se referem ao material submetido ao ensaio;
2. Não se admite qualquer responsabilidade referente à exatidão da amostragem;
3. O LETMACC- Laboratório de Ensaio Tecnológicos de Materiais da Construção Civil não se torna responsável pelo uso que o solicitante, outra pessoa ou entidade venham a dar aos dados ou indicações contidas no presente relatório, em prejuízo ou benefício das marcas comerciais que o solicitante tenha podido citar como identificação das amostras submetidas a estudo;
4. O LETMACC- Laboratório de Ensaio Tecnológicos de Materiais da Construção Civil garante a confiabilidade dos resultados contidos no presente relatório de ensaio;
5. A reprodução deste relatório só está autorizada na forma de uma reprodução integral.

EQUIPAMENTOS:

CONTROLE DE EQUIPAMENTOS					
Equipamentos	Identificação	Data da calibração		Laboratório Executante	nº RBC
		Última	Próxima		
Paquímetro	PAQ03	14/08/2006	14/08/2009	SENAI/MG	CAL0154
Paquímetro	PAQ07	16/05/2007	31/05/2009	SENAI/MG	CAL0154
Paquímetro	PAQ10	07/07/2006	31/05/2009	MITUTOYO	CAL0031
Máquina universal Ensaio - 200kN	PRE03	26/06/2007	27/02/2009	FUNDAÇÃO CERTI	CAL0044

Equipe Técnica:

Eng. Aline Gomes Coelho Ciarlini/Gerente da Qualidade/Técnica - Laboratório LETMACC

Eng. Ana Paula Pereira Alencar/Gerente da Qualidade/Técnica - Laboratório LETMACC - SUBSTITUTA

Téc. Nelson Martins do Nascimento/Técnico de Laboratório

Téc. João Ricardo Pereira/Técnico de Laboratório