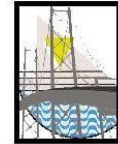




**INSTITUTO SUPERIOR DE ENGENHARIA DE
LISBOA**
Área Departamental de Engenharia Civil



Inspeção e Medidas de Consolidação e Estabilização Pós-Sismo

VERA SOFIA COSTA BRITO MARQUES
(Licenciada em Engenharia Civil)

Trabalho de Dissertação de natureza científica para
obtenção do grau de Mestre
em Engenharia Civil

Orientadores:

Doutora Maria Ana Viana Baptista (ISEL- ADEC)

Doutor António Santos Carvalho C. Araújo Correia (LNEC)

Júri:

Presidente: Mestre Cristina Ferreira X. de Brito Machado (ISEL-ADEC)

Vogais:

Doutora Ana Rita Faria C. Sousa Gião (ISEL-ADEC)

Doutor António Santos Carvalho C. Araújo Correia (LNEC)

Maio 2017

Resumo

Este tema de mestrado surgiu de uma proposta do Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Inicialmente apresentam-se os resultados de uma pesquisa bibliográfica realizada na literatura nacional e internacional referente a sismos ocorridos em locais com edificado semelhante ao de Portugal e as suas consequências do ponto de vista do edificado. De seguida, apresenta uma análise efetuada aos dados recolhidos do Censos 2011, apenas referentes a aspetos que permitem tipificar o edificado português.

Posteriormente, apresenta-se o trabalho proposto pelo LNEC para a adaptação do manual de inspeção pós-sismo “*Field manual for post-earthquake damage and safety assessment and short term countermeasures (AeDES)*”, elaborado pela *JRC Science Hub – European Commission* e do respetivo formulário para a realidade Portuguesa. Finalmente, são identificadas e analisadas medidas provisórias de consolidação e estabilização estrutural, já utilizadas em Itália, presentes no “*Manuale Opere Provvisionali L’intervento Tecnico in Emergenza Sísmica*” do *Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco*. Pretende-se que este trabalho sirva posteriormente de base para a elaboração de recomendações técnicas para futuras ocorrências sísmicas em Portugal.

Este tema é de grande importância, dada a ausência em Portugal de um guia prático com medidas para a inspeção, consolidação e estabilização de estruturas após a ocorrência de um sismo. A rápida implementação de ações de avaliação estrutural e de medidas de consolidação tem-se revelado extremamente útil na mitigação de danos pós-sismo nas estruturas, bem como no auxílio às populações afetadas e à preservação do edificado histórico.

Palavras – Chave

Sismo

Inspeção

Betão armado

Alvenaria

Edifícios

Medidas de consolidação e estabilização

Reforço provisório

Abstract

This masters' theme came from a proposal from the Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). Firstly, it presents the results of a literature review, both national and international, concerning earthquakes which took place in regions with similar building typologies to those of Portugal, as well as its consequences with respect to the building stock. Afterwards, an analysis of the data collected from the 2011 Censuses is carried out, in what refers to characterizing the Portuguese building typologies.

Subsequently, it presents the work proposed by LNEC for the adaptation of the post-earthquake inspection manual "Field manual for post-earthquake damage and safety assessment and short term countermeasures (AeDES)", prepared by the JRC Science Hub – European Commission, and its respective form are adapted to the Portuguese case. Finally, consolidation and stabilization measures, already used in Italy, are identified and analysed based on the "*Manuale Opere Provvisionali L'intervento Tecnico in Emergenza Sismica*" from the *Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco*. This work is intended to be used later as the starting point for the elaboration of technical recommendations for future seismic events occurring in Portugal.

This topic is of great importance, given the absence in Portugal of a practical guide with measures for the inspection, consolidation and stabilization of structures after an earthquake event. The fast implementation of structural assessment actions and consolidation measures is of paramount importance in the post-earthquake damage mitigation to structures, as well as in the rescue of affected people and in the protection of historical buildings.

Keywords

Earthquake

Survey

Reinforced concrete

Masonry

Buildings

Consolidation and stabilization measures

Temporary strengthening

Agradecimentos

Gostaria de aproveitar esta oportunidade para agradecer aqui a algumas pessoas que, de uma maneira ou de outra, tornaram a realização deste trabalho possível.

Aos meus pais, marido e restante família pelo incentivo, apoio e, ajuda. Aos meus orientadores, a Doutora Maria Ana Viana Baptista e ao Doutor António Araújo Correia, sem os quais este trabalho não teria sido possível, e que me apoiaram, ajudaram e orientaram ao longo de todo o processo.

Índice

CAPÍTULO 1 – INTRODUÇÃO.....	1
1.1 MOTIVAÇÃO	1
1.2 OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO	1
CAPÍTULO 2 – DESCRIÇÃO DE DANOS SÍSMICOS OBSERVADOS EM DIFERENTES PAÍSES	2
2.1 DANOS OBSERVADOS NO EDIFICADO PORTUGUÊS	2
2.2 DANOS OBSERVADOS NO EDIFICADO ITALIANO	6
2.3 DANOS OBSERVADOS NO EDIFICADO CHILENO E JAPONÊS	7
CAPÍTULO 3 – TIPIFICAÇÃO DO EDIFICADO PORTUGUÊS	13
3.1 OBSERVAÇÃO E ANÁLISE DOS DADOS ESTATÍSTICOS DO CENSOS 2011	13
3.1.1 <i>Resultados sobre o edificado em Portugal</i>	13
CAPÍTULO 4 – PROPOSTA DE ADAPTAÇÃO DE MANUAL E FORMULÁRIO DE INSPEÇÃO PÓS-SISMO.....	19
4.1 SECÇÃO 1 E 2 DO FORMULÁRIO - INSTRUÇÕES GERAIS E DIRETRIZES PARA A IDENTIFICAÇÃO E DESCRIÇÃO DO EDIFÍCIO.....	19
4.1.1 <i>Secção 1 do Formulário - Agregados e identificação dos edifícios</i>	21
4.1.2 <i>Secção 2 do Formulário - Descrição do edifício</i>	23
4.2 SECÇÃO 3 DO FORMULÁRIO - INSTRUÇÕES DE PREENCHIMENTO DA TIPOLOGIA DE EDIFÍCIOS	25
4.2.1 <i>Construções de Alvenaria</i>	25
4.2.2 <i>Outras Estruturas</i>	32
4.2.3 <i>Telhados</i>	34
4.3 SECÇÃO 4 DO FORMULÁRIO - DANOS EM ELEMENTOS ESTRUTURAIS E MEDIDAS DE INTERVENÇÃO DE CURTO PRAZO IMPLEMENTADAS	36
4.3.1 <i>Grau e extensão de danos em componentes estruturais</i>	36
4.3.2 <i>Construções de Alvenaria</i>	39
4.4 SECÇÃO 5 DO FORMULÁRIO - DANOS EM ELEMENTOS NÃO ESTRUTURAIS E MEDIDAS DE INTERVENÇÃO DE CURTO PRAZO IMPLEMENTADAS	62
4.5 SECÇÃO 6 DO FORMULÁRIO - DANOS EXTERNOS CAUSADOS POR OUTRAS CONSTRUÇÕES E MEDIDAS DE INTERVENÇÃO DE CURTO PRAZO IMPLEMENTADAS	63
4.6 SECÇÃO 7 DO FORMULÁRIO - SOLO E FUNDAÇÕES	64
4.7 SECÇÃO 8 DO FORMULÁRIO - AVALIAÇÃO DA USABILIDADE	64
4.7.1 <i>Avaliação de Risco</i>	64
4.7.2 <i>Classificação de usabilidade</i>	66
4.7.3 <i>Medidas de intervenção limitadas ou de curto prazo</i>	69
4.8 SECÇÃO 9 DO FORMULÁRIO - NOTAS	72

CAPÍTULO 5	– PROPOSTAS DE RECOMENDAÇÕES TÉCNICAS BASEADAS NO MANUAL	73
5.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	73
5.2	MEDIDAS DE ESTABILIZAÇÃO E CONSOLIDAÇÃO.....	73
5.2.1	<i>Escoramento de retenção em madeira.....</i>	<i>73</i>
5.2.2	<i>Escoramento de contenção em madeira</i>	<i>91</i>
5.2.3	<i>Escoramentos de Suporte e Aberturas.....</i>	<i>95</i>
5.2.4	<i>Escoramentos de apoio de lajes e varandas</i>	<i>102</i>
5.2.5	<i>Contenção em madeira de arcos e abóbadas.....</i>	<i>113</i>
5.2.6	<i>Tirantes em cordas de aço.....</i>	<i>113</i>
5.2.7	<i>Cintas de confinamento de pilares de alvenaria.....</i>	<i>124</i>
5.2.8	<i>Encamisamento de paredes de alvenaria</i>	<i>130</i>
CAPÍTULO 6	– CONCLUSÃO.....	134
REFERÊNCIAS	136
ANEXOS	138

Índice de Figuras

Figura 2.1- Danos em edifícios afetados pelo sismo de 1969 (<i>Marecos & Castanheta, 1970</i>)....3	3
Figura 2.2- Alto das Covas, 1980 (<i>Silva, 1980</i>).....4	4
Figura 2.3- Igreja do Posto Santo, 1980 (<i>Silva, 1980</i>).....4	4
Figura 2.4- Destruição total da igreja do Salão durante o sismo de 1998 (<i>Madeira & Silveira, 2007</i>).5	5
Figura 2.5- Danos causados no Farol da Ribeirinha (<i>Madeira & Silveira, 2007</i>).....5	5
Figura 2.6- Comparação entre a construção recente e construção antiga, Sismo do Faial, 1998 (<i>Lopes M. , 2004</i>).....6	6
Figura 2.7- Danos em edifício com estrutura de madeira, <i>Kamaishi 2011</i> (<i>Fraser, et al., 2012</i>)..8	8
Figura 2.8- Danos em edifício com estrutura metálica, <i>Kamaishi 2011</i> (<i>Fraser, et al., 2012</i>).8	8
Figura 2.9- Fissuras verticais nos cantos (<i>Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012</i>).....10	10
Figura 2.10- Colapso através do mecanismo de falha fora do plano (<i>Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012</i>).10	10
Figura 2.11- Edifícios de alvenaria não reforçada, edifício da Administração de Talca (<i>Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012</i>).11	11
Figura 2.12- Danos típicos de edifícios de alvenaria não reforçada, em Putuchurch (<i>Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012</i>).11	11
Figura 2.13- Detalhe de ligações entre as paredes e pilares (<i>Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012</i>). 12	12
Figura 2.14- Detalhe de ligações entre as paredes e pilares (<i>Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012</i>). 12	12
Figura 2.15- Danos no plano de corte de paredes (<i>Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012</i>).....12	12
Figura 2.16- Danos em pilares de betão armado (<i>Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012</i>).....12	12
Figura 4.1- Exemplo de identificação de agregados e edifícios numa folha de cadastro (<i>Baggio, et al., 2007</i>).....22	22
Figura 4.2- Paredes de alvenaria com código Pc (<i>Baggio, et al., 2007</i>).27	27
Figura 4.3- Paredes de alvenaria com código Ps (<i>Baggio, et al., 2007</i>).27	27
Figura 4.4- Secção de parede dupla com panos não ligados (<i>Baggio, et al., 2007</i>).28	28
Figura 4.5- Plantas não simétricas (<i>Baggio, et al., 2007</i>).33	33
Figura 4.6- Formas irregulares em altura (<i>Baggio, et al., 2007</i>).33	33
Figura 4.7- Posição da caixa de escadas em relação aos eixos de simetria (<i>Baggio, et al., 2007</i>).33	33
Figura 4.8- Irregularidade estrutural em planta (<i>Baggio, et al., 2007</i>).....33	33
Figura 4.9- Distribuição de painéis de enchimento (<i>Baggio, et al., 2007</i>).....34	34
Figura 4.10 – Presença de pilar curto (<i>Baggio, et al., 2007</i>).....34	34
Figura 4.10- Esquema de referência de fissuras em alvenarias (<i>Baggio, et al., 2007</i>).40	40

Figura 4.12- Fendas verticais do tipo 1 e do tipo 6. Grau de dano: D1. (Tortora, CS, 1998).	41
Figura 4.13- Fissuras verticais do tipo 1 e do tipo 2. Grau de dano: D1. (Correggio, RE, 1996).	41
Figura 4.13- Fendas verticais ao longo de duas paredes ortogonais (tipo 6). Grau de danos: D1 (Tortora CS, 1998).....	42
Figura 4.15- Desaprumo pré-existente. Grau de danos pré-existentes do edifício: D1 (Baggio, et al., 2007).....	44
Figura 4.16- Fendas verticais do tipo 7; Fendas diagonais e horizontais do tipo 3 e tipo 11 (Busche, PG, 1998).	44
Figura 4.17- Fendas generalizadas do tipo 1 e do tipo 3 (Busche, PG, 1998).....	44
Figura 4.18- Fendas diagonais nos pilares do tipo 3, ligadas com as fissuras do tipo 1; Grau de dano: D4 (Baggio, et al., 2007).	47
Figura 4.19- Fendas diagonais do tipo 3. Grau de dano: D3, não muito longe de D4. (Fabriano, 1997).	47
Figura 4.20- Fenda vertical do tipo 7. Grau de dano: D2-D3 (Tortora, CS, 1998).....	48
Figura 4.21- Fendas interiores do tipo 7. Grau de dano: D2-D3 (Tortora, CS, 1998).....	48
Figura 4.22- Fendas verticais do tipo 7. Grau de danos: D3 não muito longe de D4.	48
Figura 4.23- Fendas do tipo 9. Grau de danos: D2-D3. (Cerqueto, PG, 1998).	49
Figura 4.24- Fendas do tipo 12 e do tipo 3, com espessura de alguns cm. Grau de dano: D4. (Busche, PG, 1996).	49
Figura 4.25- Fendas do tipo 12; Fenda no canto do tipo 9. Grau de dano: D4-D5. (Busche, PG, 1998).	50
Figura 4.26- Grau de dano da estrutura horizontal: D2-D3. (Treia, 1998).	50
Figura 4.27- Grau de dano das estruturas horizontais: D2-D3. (Correggio, 1996).....	51
Figura 4.28- Grau de dano das estruturas horizontais: D2-D3. (Correggio, 1996).....	51
Figura 4.29 Grau de dano das estruturas verticais: D4. (Rivello, 1998).	53
Figura 4.30- Fendas verticais do tipo 7 e fendas diagonais do tipo 3 em pilar de alvenaria. Grau de dano da parede: D3.	53
Figura 4.31- Fendas diagonais do tipo 3. Grau de dano: D4. (Grello, PG, 1998).	53
Figura 4.32- Grau de dano do teto: D4. Grau de dano das estruturas verticais: D4.	53
Figura 4.33- São visíveis desaprumos muito severos relacionados com a instabilidade do solo. Grau de dano pré-existente para o edifício é D4, apenas levemente agravado pelo sismo. (Lauria, 1998).	53
Figura 4.34- Grau de dano das paredes e cobertura: D4-D5. (Busche, PG, 1998).	54
Figura 4.35- Grau de dano da cobertura: D4-D5 (Baggio, et al., 2007).	54
Figura 4.36- Grau de dano: D3 não muito longe de D4. (Castelluccio Inferiore, PZ, 1998).	56

Figura 4.37- Grau de dano total das estruturas verticais: D2-D3 (Fabriano, 1997).....	57
Figura 4.38- Grau de dano: D2-D3 (Bagnolo, RE, 1996).....	58
Figura 4.39- Nível de dano das estruturas verticais: D4.....	58
Figura 4.40- Grau de dano: D4-D5. (Turkey, 1999).....	58
Figura 4.41- Grau de dano das estruturas verticais: D3 (Fabriano, 1997).....	58
Figura 4.41- Grau de dano do enchimento: generalizado D2, localizado D4. (Castelluccio Inferiore, PZ, 1998).....	60
Figura 4.43- Grau de dano do enchimento: D4. (Castelluccio Inferiore, PZ, 1998).....	61
Figura 4.44- Grau de dano do enchimento: D4. (Fabriano, 1997).....	61
Figura 4.45- Grau de dano: D5 (Turkey, 1999).....	61
Figura 4.46- Grau de dano: D4-D5 (Turkey, 1999).....	61
Figura 4.47- Colapso devido a soft story no piso térreo. Grau de dano: D5 (Turkey, 1999).....	62
Figura 5.1- Mecanismos cinemáticos a contrariar.....	73
Figura 5.2- Representação do escoramento exterior, que deve suportar os mecanismos (Barazza, et al., 2010).....	74
Figura 5.3- Representação esquemática de transferência das ações sísmicas (Barazza, et al., 2010).....	74
Figura 5.4- Aplicação de escoramentos de retenção (Molise 2002). Fonte: <i>Centro Documentazione Comando VVF Alessandria</i>	74
Figura 5.5- Situações onde é possível colocar uma base de apoio à mesma cota da base da parede.....	74
Figura 5.6- Situações onde não é possível fazer uma base de apoio à mesma cota da base da parede.....	75
Figura 5.7- Esquema da área de influência de cada escora.....	75
Figura 5.8- Inclinações permitidas para escora superior.....	75
Figura 5.9- Esquema estático para o cálculo de cada escora.....	77
Figura 5.10- Representação das áreas de influência da escora central (cinza). À escora é atribuída a carga de uma parte da parede e parte dos andares.....	82
Figura 5.11- Dimensões utilizadas para o cálculo do peso do piso associado a cada escora.....	82
Figura 5.12- Instabilidade Global: a) Possibilidade de rotação da estrutura provisória; b) Possibilidade de deslizamento da base. Instabilidade Local: 1) Possibilidade de desalinhamento do nó inferior da escora inclinada; 2) Possibilidade de desalinhamento do nó da escora da base; 3) Possibilidade de desalinhamento do nó da escora vertical.....	84
Figura 5.13- Determinação do elemento mais solicitado (elemento crítico). a) "sobre a base de apoio" e b) "sobre ponto de apoio".....	84

Figura 5.14- A ligação mais solicitada é a superior, geralmente o ângulo formado pela diagonal e a vertical é menor do que o ângulo formado pela base e a diagonal.....	85
Figura 5.15- Características geométricas das ligações e comprimento mínimo da escora para escora vertical e da base (Barazza, et al., 2010).	85
Figura 5.16- Ancoragem ao terreno por escoramentos de base de apoio (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010).	86
Figura 5.17- Esquema para a verificação.....	89
Figura 5.18- Esquema de escora convergente.....	90
Figura 5.19- Mecanismos cinemáticos a contrariar. a) A inclinação da fachada como resultado da diminuição da ligação das paredes exteriores. b) Queda da fachada como resultado de fissuras nas paredes exteriores. c) Abaulamento da parede para o exterior.	91
Figura 5.20- Representação do sistema.	92
Figura 5.21- Representação esquemática das ações sobre a contenção.	92
Figura 5.22- Exemplo de aplicação do sistema (Umbria e Marche 1997) <i>Fonte: Servizio di Documentazione e relazio- ne esterne del CNVVF</i>	92
Figura 5.23- Cenários e soluções dos sistemas escoramentos de contenção.	93
Figura 5.24- Identificação do elemento crítico do escoramento de contenção. Assume-se que a parede a salvar é sempre a da esquerda.....	94
Figura 5.25- Tipo de movimento de contenção: a) Queda de parte da parede acima da abertura. b) Contenção da deformação lateral dos pilares de alvenaria.....	95
Figura 5.26- Representação esquemática da ação das cargas no sistema (Barazza, et al., 2010).	95
Figura 5.27- Escoramento de suporte e contenção lateral em aberturas. (Goriano Sicoli, 2009). (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010).....	95
Figura 5.28- A configuração diversifica-se com base no tipo de movimento da operação de contenção e da largura da abertura.	96
Figura 5.29- Esquema estático utilizado para o dimensionamento do sistema, dependendo da largura da abertura. a) Aberturas "estreita". b) Aberturas "largas".	97
Figura 5.30- Localização da faixa de carga da laje sobre o sistema de suporte.....	98
Figura 5.31- Esquema da carga da parede e da laje do sistema de suporte.....	99
Figura 5.32- a) Diagrama estático representativo para as aberturas "estreitas" com nenhuma pilar central. b) Diagrama estático representativo para as aberturas "largas" com pilar central.	99
Figura 5.33- Mecanismos de deformação: Inflexão da laje e varanda.....	102
Figura 5.34- Esquema "S": Escoramento de suporte da laje que intersesta as adjacentes com a definição de um novo percurso de descarga das cargas ao solo.	103

Figura 5.35- Esquema "T": o escoramento de suporte da laje em pórtico de modo a distribuir a carga sobre os elementos de suporte de carga existentes.....	103
Figura 5.36- Escoramento único com apenas uma escora de suporte.....	103
Figura 5.37- Escoramento duplo paralelo, com duas escoras de suporte.	103
Figura 5.38- Escoramento triplo paralelo com três escoras de suporte.....	104
Figura 5.39- Esquema T: Indicação dos elementos do esquema.....	104
Figura 5.40- Esquema estático utilizado para o dimensionamento da travessa de suporte e escoras ("Esquema S").....	105
Figura 5.41- Esquema estático utilizado para o dimensionamento de travessa de distribuição ("Esquema T").	105
Figura 5.42- Esquema estático utilizado para o dimensionamento da travessa superior do pórtico de suporte, escoras e escoras inclinadas.....	105
Figura 5.43- Esquema das cargas de projeto ("S"). Q é a carga da laje.....	107
Figura 5.44- Esquema das cargas de projeto ("T"). A carga Q do piso é referida com pórticos paralelos através das travessas de distribuição.	107
Figura 5.45- Instabilidades globais.....	108
Figura 5.46- Instabilidades globais:.....	109
Figura 5.47- Identificação do elemento mais solicitado, ou crítico, para o esquema "S" e esquema "T".	109
Figura 5.48- Representação do sistema que deve neutralizar os mecanismos.....	114
Figura 5.49- Representação esquemática da ação das ações de componentes de tração.	114
Figura 5.50- Fluxograma para a definição de configurações básicas dos esquemas dos tirantes.	115
Figura 5.51- Identificação de configurações para operações com tirantes.	115
Figura 5.52- Esquema estático para o dimensionamento de travessas e apoios.	116
Figura 5.53- Representação das áreas de influência relativa à retenção central. Está retenção está associada uma parte da parede e uma parte da laje que repousa em cima dela (realçado a cinzento).	117
Figura 5.54- Esquema de configurações CE, CP e CV.....	118
Figura 5.55- Esquema de configurações TL e TV (Barazza, et al., 2010).	119
Figura 5.56- Caso de aplicação deste tipo de sistema. (Abruzzo) (Edilizia).	119
Figura 5.57- Passagem do cabo no furo: pormenor do desvio do cabo a passar no furo na chapa da parede e relativa à chapa de reforço.	123
Figura 5.58- Padrão típico de fissuração de colunas esmagadas:	124
Figura 5.59- Exemplo de aplicação correta deste sistema para pilares circulares e retangulares (Barazza, et al., 2010).....	125

Figura 5.60- Caso de aplicação de cintagem em pilar com cintas de poliéster.....	125
Figura 5.61- Configurações admissíveis para utilização do esquema (<i>Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010</i>).....	125
Figura 5.62- Exemplo de graus de dano de colunas ou pilares de alvenaria (<i>Barazza, et al., 2010</i>).	126
Figura 5.63- Efeito de cintagem na direção vertical (editado por CNR-DT 200: 2004).	128
Figura 5.64- Representação da pressão confinante f_1	129
Figura 5.65- Colapso típico de paredes de alvenaria irregular sobrecarregada.....	130
Figura 5.66- Breve descrição das fases de execução do encamisamento de paredes.....	131
Figura 5.67- Solução de encamisamento.....	131
Figura 5.68- Esquema de cálculo para a determinação da ação dos tirantes.....	132
Figura 5.69- Posicionamento dos tirantes das pregagens costura e sua interação.	133

Índice de Tabelas

Tabela 2.1 - Tipologias e respetivos danos em edifícios. (<i>Marecos & Castanheta, 1970</i>).....	3
Tabela 4.1- Sugestões para as notas de acordo com a classificação de usabilidade.....	72
Tabela 5.1- Parâmetros característicos de resistência, elasticidade e massa específica da madeira da classe C16.	76
Tabela 5.2- Análise das cargas para o cenário de referência. Cálculo de cargas derivadas da laje em blocos de cimento para diferentes vãos.....	76
Tabela 5.3- Análise das cargas de varadas carregadas para o cenário de referência. Cálculo de cargas derivadas de lajes monolíticas em b.a.....	77
Tabela 5.4- Condições de carga utilizadas e a sua duração.	78
Tabela 5.5- Análise das cargas das lajes para o cenário referido. Cálculo das cargas derivadas da laje aligeirada.....	78
Tabela 5.6- Análise das cargas da alvenaria para o cenário de referência.	78
Tabela 5.7- Critérios macrossísmicos para a definição da classe de desempenho dos sistemas provisórios numa fase imediata ao sismo.	83
Tabela 5.8- Cargas relativas à laje com diferentes vãos.	106
Tabela 5.9- Coeficiente de eficiência, dependendo da razão entre os lados " <i>r_f</i> " (<i>Borri & Grazini, 2004</i>).	128

Índice de Anexos

Anexo A

Anexo A 1- Tabela com dados estatísticos sobre edifícios, segundo o número de pisos, por principais materiais utilizados na construção (Instituto Nacional de Estatística, I.P., 2012).....	139
Anexo A 2- Gráfico com número de edifícios por número de pisos, em Portugal.	140
Anexo A 3- Gráfico com número de edifícios por número de pisos e tipo de estrutura, em Portugal.	141
Anexo A 4- Gráfico com percentagem de edifícios por tipo de revestimento exterior, dado o número de pisos, em Portugal.	141
Anexo A 5- Gráfico com percentagem de edifícios por tipo de cobertura, dado o número de pisos, em Portugal.	142
Anexo A 6- Gráfico com percentagem de edifícios por tipo de cobertura, dado o número de pisos, em Portugal.	142
Anexo A 7- Tabela com dados estatísticos sobre edifícios, segundo a época de construção, por principais materiais utilizados na construção (Instituto Nacional de Estatística, I.P., 2012).....	143
Anexo A 8- Tabela com percentagem de edifícios por época de construção.	144
Anexo A 9- Tabela com percentagem de edifícios por épocas de construção.....	144
Anexo A 10- Gráfico com número de edifícios por época de construção, dado o tipo de estrutura, em Portugal.	145
Anexo A 11- Gráfico com Percentagem de edifícios por época de construção, dado o tipo de estrutura, em Portugal.	145
Anexo A 12- Gráfico com número de edifícios por época de construção, dado o tipo de revestimento exterior, em Portugal.	146
Anexo A 13- Gráfico com número de edifícios por época de construção, dado o tipo cobertura, em Portugal.	146
Anexo A 14- Tabela com dados estatísticos sobre edifícios, segundo o número de pisos, por época de construção (Instituto Nacional de Estatística, I.P., 2012).	147
Anexo A 15- Gráfico com número de pisos por época de construção e número de pisos.	148
Anexo A 16- Gráfico com percentagem de edifícios por número de pisos, dada a época de construção.	148
Anexo A 17- Tabela com dados estatísticos sobre edifícios, segundo a época de construção por necessidades (Instituto Nacional de Estatística, I.P., 2012).	149
Anexo A 18- Gráfico com percentagem de edifícios por época de construção, que necessitam de obras na cobertura.	150

Anexo A 19- Gráfico com percentagem de edifícios por época de construção, que necessitam de obras na estrutura.....	150
Anexo A 20- Gráfico com percentagem de edifícios por época de construção, que necessitam de obras nas paredes e caixilharia exterior, em Portugal.....	151
Anexo A 21- Tabela com dados estatísticos sobre edifícios, segundo a época de construção por estado de conservação (Instituto Nacional de Estatística, I.P., 2012)	152
Anexo A 22- Gráfico com percentagem de edifícios por época de construção e estado de conservação.	153
Anexo A 23- Gráfico com percentagem de edifícios por época de construção e necessidade de reparações.....	153
Anexo A 24- Tabela com dados estatísticos sobre edifícios, segundo o tipo. Adaptado. (Instituto Nacional de Estatística, I.P., 2012)	154
Anexo A 25- Gráfico com percentagem de edifícios por tipo de alojamento, em Portugal.	155
Anexo A 26- Gráfico com Percentagem de tipo de alojamento por zona de Portugal.....	155

Anexo B

Anexo B 1- Instruções de preenchimento dos campos do formulário.....	157
Anexo B 2- Exemplo de identificação da pesquisa ou inspeção.....	157
Anexo B 3- Exemplo de identificação do edifício.....	158
Anexo B 4- Sugestão de códigos identificativos para serviços públicos.....	158
Anexo B 5- Tabela das alvenarias, baseado nos panos exteriores (Iº nível de conhecimento).....	159
Anexo B 6- Tabela de alvenaria irregular (Código A1) (IIº e IIIº Nível de conhecimento).....	161
Anexo B 7- Tabela de alvenaria irregular (Código A2) (IIº e IIIº Nível de conhecimento).....	162
Anexo B 8- Tabelas da alvenaria intermédia (Código B) (IIº e IIIº Nível de conhecimento).	163
Anexo B 9- Tabelas de alvenaria regular (Código C) (IIº e IIIº Nível de conhecimento).....	164
Anexo B 10- Tabela da tipologia de pisos planos, com código 4.....	165
Anexo B 11- Tabela com tipologia de piso plano, com código 5.	166
Anexo B 12- Tabela com tipologia de pisos plano, código 6.	167
Anexo B 13- Tabela com configurações de coberturas: Avaliação do impulso.....	168
Anexo B 14- Sugestão de formulário de inspeção.	170

Capítulo 1 – Introdução

1.1 Motivação

A história de Portugal está marcada por eventos sísmicos com efeitos destruidores, sendo que as zonas de maior sismicidade em Portugal são os Açores, o Algarve e a região de Lisboa. No entanto, o risco sísmico das construções depende não só das características do movimento sísmico como da vulnerabilidade estrutural do património edificado.

Esta vulnerabilidade é especialmente elevada no caso de construções históricas e de edifícios projetados antes de existir regulamentação anti-sísmica adequada. Encontra-se neste grupo a larga maioria de edifícios de alvenaria e do património arquitetónico histórico.

Também são especialmente vulneráveis as construções em betão armado anteriores à regulamentação de 1983 (Regulamento de Segurança e Ações, RSA). No entanto, mesmo edifícios de betão armado contemporâneos podem apresentar deficiências de projeto e/ou construtivas podendo haver uma significativa quantidade destes edifícios que apresentem um comportamento frágil, com reduzida ductilidade e capacidade de dissipar a energia que lhes é transmitida pelos sismos. Nestes casos, a ausência de dissipação de energia através de deformações inelásticas e de uma redistribuição dos esforços pelos diversos elementos estruturais pode levar a uma perda significativa de resistência e a uma resposta sísmica inadequada do edifício.

Por outro lado, os efeitos sócio - económicos devastadores originados por uma ação sísmica de elevada intensidade podem ainda ser ampliados se não forem tomadas as medidas de consolidação e estabilização pós-sismo adequadas.

1.2 Objetivos da Dissertação

A presente dissertação tem como objetivo a caracterização de medidas de consolidação temporária de edifícios, de reforço provisório ou de decisão pela demolição, com o objetivo de proteger pessoas e bens de possíveis colapsos de edifícios após um sismo.

Para além deste objetivo pretende-se enunciar uma tipificação do edificado português através dos dados do Censos 2011, elaborar uma proposta de adaptação de um Manual e Formulário de Inspeção Pós-sismo, assim como elaborar recomendações técnicas de consolidação e estabilização temporárias pós-sismo, a serem aplicadas ao edificado português, como uma abordagem reativa, de forma a minimizar as consequências de um sismo e como prevenção para a eventualidade da ocorrência de réplicas. Dada a ausência deste tipo de informação, no panorama nacional, estas recomendações poderão ser incorporadas nos planos de emergência da Proteção Civil, Câmaras Municipais ou outras instituições com interesse no assunto.

Capítulo 2– Descrição de Danos Sísmicos Observados em Diferentes Países

2.1 Danos Observados no edificado Português

Lisboa – Sismo de 1 de Novembro de 1755

A 1 de Novembro de 1755 pelas nove horas e quarenta minutos da manhã ocorreu um sismo de magnitude 8.5, com epicentro localizado a latitude 37.09N e longitude de 10.5W (Sousa, Martins, & Oliveira, 1992). Este foi o sismo mais destruidor que atingiu o território nacional e foi considerado um dos sismos mais energéticos de todo o globo. Este sismo causou grandes destruições em Lisboa e em todas as cidades costeiras do sul do país e da orla ocidental, causou danos em quase todo o país e foi sentido em muitos países da Europa e do Norte de África (Senos & Carrilho, 2003).

Portugal – Sismo de 28 de Fevereiro de 1969

No dia 28 de Fevereiro de 1969 foi sentido um sismo com magnitude de 7.5 (Sousa, Martins, & Oliveira, 1992). O sismo terá sido sentido por todo o país e provocado danos especialmente no Algarve, mais precisamente em Lagos, Vila do Bispo, Sines e Aljezur e provocado alguns efeitos em Lisboa (Miranda & Carrilho, 2014).

Em Lisboa, em termos de danos em edifícios, caíram inúmeras chaminés de edifícios e paredes pouco consolidadas que destruíram veículos estacionados (Miranda & Carrilho, 2014).

Os estragos nas construções do Algarve foram apreciáveis, em particular nas localidades algarvias de Vila do Bispo, Bensafrim, Portimão e Castro Marim. Nestes locais o sismo foi violento tendo-se verificado a fendilhação de paredes, chaminés e tetos, quebra de vidros, deslocamento de telhas, etc.

Em Março de 1969, o Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC) efetuou um levantamento nas zonas afetadas para avaliar o desempenho das estruturas face ao sismo. Pretendia-se tirar conclusões sobre o desempenho das estruturas enquadradas pela regulamentação sismo-resistente em vigor à data do sismo, o Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos [RSCCS, 1958]. Este foi o primeiro regulamento sismo-resistente, com características atuais, que existiu em Portugal. Da análise e estudo aos danos observados nas estruturas foi elaborada uma tabela com as tipologias dos edifícios e respetivos danos (ver [Tabela 2.1](#)) (Marecos & Castanheta, 1970).

Tabela 2.1 - Tipologias e respetivos danos em edifícios. (Marecos & Castanheta, 1970)

Tipologia de Edifícios	Danos por Tipologia
Edifícios de grande porte com estruturas de betão armado: hotéis e blocos de apartamentos recentes à data do sismo.	Não sofreram danos estruturais. No entanto, os estragos nos acabamentos e recheios implicaram custos de reparação elevados: fendilhação das paredes de alvenaria, chaminés, revestimentos de juntas de dilatação, deslocamento de telhas, quebra de vidros, quebra de elementos decorativos, etc.
Outros edifícios com estrutura resistente de betão armado, construídos na década de 60 do século XX: incluindo moradias e edifícios de 2 a 8 pisos.	Sofreram apenas ligeira fendilhação ocasional nas localidades em que a intensidade da ação sísmica foi mais elevada. Em geral, surgiram fendas periféricas na ligação dos panos de tijolo à estrutura e fendas diagonais nas alvenarias de enchimento.
Edifícios de alvenaria com alguns elementos de betão armado, moradias, prédios de rendimento e edifícios públicos com idade compreendida entre 10 e 30 anos e em geral bem conservados.	Este tipo de construções teve, em geral, um bom comportamento sob a ação do sismo, notando-se apenas o aparecimento eventual de pequenas fendas nas alvenarias, localizadas, por vezes na zona de ligação a lintéis de betão armado.
Edifícios de alvenaria: casas de habitação e instalações de serviços públicos com pavimentos de madeira, com idade superior a 40 anos; hospitais e igrejas com cerca de 200 anos.	Edifícios que sofreram estragos consideráveis e que se devem à má qualidade da alvenaria, ao precário estado de conservação e à falta de travamento entre paredes resistentes e entre essas e as divisórias.
Construções em taipa e adobes: grande percentagem das construções rurais da região afetada.	Nas localidades mais atingidas pelo sismo verificou-se que a maioria das casas que ruíram eram deste tipo. Observou-se também que os edifícios destas tipologias tiveram um comportamento satisfatório quando adotadas disposições construtivas adequadas que lhes confirmam travamento e cintagem adequada.

Na **Figura 2.1** apresentam-se fotografias de danos causados pelo sismo de 28 de Fevereiro de 1969.



Figura 2.1- Danos em edifícios afetados pelo sismo de 1969 (Marecos & Castanheta, 1970).

Açores – Sismo de 1 de Janeiro de 1980

O sismo de 1 de Janeiro de 1980 que se fez sentir pelas quinze horas e quarenta e dois minutos nas ilhas Graciosa, São Jorge e, principalmente, Terceira, com magnitude de 7.2 na

Escala de *Richter*, teve o seu epicentro apenas a 35 Km a sudoeste da cidade de Angra do Heroísmo (Aguiar, Melo, Silva, & Ramos, 2014).

A cidade de Angra do Heroísmo foi fortemente atingida, apresentando os seus edifícios diversos graus de destruição que foram desde o colapso total até à deslocação de fachadas no sentido do exterior, originando em muitos casos a completa derrocada dos respetivos interiores.

A tipologia comum das paredes resistentes nos edifícios antigos, na Ilha Terceira, era em alvenaria de pedra irregular de basalto ou traquito, sem contraventamento transversal ou longitudinal, ligadas por argamassas muito pobres em terra, por vezes em argila e raramente com cal. Duma forma geral, somente as ombreiras, peitoris, padieiras, pilastras, socos e cornijas é que eram executados em pedra de cantaria (Durão, 1985).



Figura 2.2- Alto das Covas, 1980 (Silva, 1980).



Figura 2.3- Igreja do Posto Santo, 1980 (Silva, 1980).

Faial, Açores – Sismo de 9 de Julho de 1998

Às cinco horas e dezanove minutos do dia 9 de Julho de 1998, um sismo com magnitude 5.8 (Lopes, 2008) atingiu a ilha do Faial e do Pico, causando a destruição parcial ou total de muitos edifícios nestas ilhas. O sismo afetou cerca de 70% do parque habitacional da ilha do Faial e 20% do da ilha do Pico.

Apesar de existirem localidades onde 90% dos edifícios colapsaram, a máxima intensidade estimada foi verificada na freguesia da Ribeirinha, local onde a concentração de edifícios tradicionais de pedra era grande, bastante vulneráveis e suscetíveis a grandes danos. Nesta freguesia, situada em terrenos bastante acidentados e encaixada entre duas serras encontravam-se diversas pontes construídas no século XIX que sofreram graves danos ou total colapso, provocando inclusive o isolamento da vila de Espalhafatos. Observaram-se ainda vários deslizamentos de terras provocando o corte em vários caminhos rodoviários (Alves, 2009).

A igreja do Salão (**Figura 2.4**) foi completamente arrasada. As igrejas que não ruíram totalmente apresentavam-se praticamente irrecuperáveis ou de recuperação complexa. As igrejas construídas nas décadas de 50 e 60 resistiram melhor ao sismo (Madeira & Silveira, 2007).



Figura 2.4- Destruição total da igreja do Salão durante o sismo de 1998 (Madeira & Silveira, 2007).

O farol da Ribeirinha ficou intensamente danificado (**Figura 2.5**) esta construção datada do período de 1935-40, não apresentava ainda estrutura anti-sísmica.

As paredes exteriores, com 50 cm de espessura e construídas em pedra aparelhada com argamassa de cal, tombaram para fora e a torre do farol sofreu fracturação a cerca de meia altura ao longo da qual sofreu uma rotação de 15 a 20 cm no sentido direto (Madeira & Silveira, 2007).



Figura 2.5- Danos causados no Farol da Ribeirinha (Madeira & Silveira, 2007).

Verificou-se ainda que as construções recentes, como torres dos postos transformadores e abrigos das paragens de autocarros, em betão armado, resistiram bem ao sismo.

As pontes construídas no século XIX sofreram danos avultados. Estas pontes apresentavam estruturas suportadas por arcos de pedras estando ligadas às margens por

aterro suportado por paredes de pedra solta. Apesar dos arcos terem suportado a vibração sísmica, os muros de suporte desmoronaram provocando o colapso do piso. (Madeira & Silveira, 2007).

Grande parte da destruição registada em sismos de magnitude intermédia como o de 1998 deveu-se à má qualidade da construção tradicional, sem qualquer capacidade de resistência às solicitações sísmicas (Madeira & Silveira, 2007).



Figura 2.6- Comparação entre a construção recente e construção antiga, Sismo do Faial, 1998 (Lopes M. , 2004).

2.2 Danos observados no edificado Italiano

Áquila, Itália – Sismo de 6 de Abril de 2009

Pelas 3 horas e 32 minutos do dia 6 de Abril de 2009 um sismo atingiu a área de Abruzos em Itália. Este sismo teve a magnitude de 6.2 e a profundidade do foco encontrava-se a 8-9 Km. O epicentro localizou-se 95 Km a nordeste de Roma e 10 Km a oeste de Áquila.

No total o sismo provocou a morte a 305 pessoas, feriu mais de 1500 pessoas e aproximadamente 70.000 pessoas ficaram sem casa. O sismo provocou a destruição de vários edifícios históricos de alvenaria no centro da cidade.

O sismo afetou ainda estruturas em betão armado das construções mais modernas, em particular o “*Hotel Duca degli Abruzzi*” e uma ala de residências universitárias de Áquila colapsaram. A tipologia dos edifícios afetados é representativa do tipo de construção existente em muitos países europeus, tornando por isso este sismo de grande interesse para a comunidade de engenharia sísmica europeia (Rossetto, et al., 2011).

Nesta região, o betão armado substituiu a alvenaria como o material nobre de construção na segunda metade do século XX, mas a maioria dos edifícios em betão armado só apareceram depois de 1970.

A estatística dos dados recolhidos pelos Censos de 2001 mostrou que apesar de a entrada em vigor de regulamentos sísmicos mais rigorosos, a maior parte dos edifícios existentes não incorporavam estas novas técnicas de resistência aos sismos (Dolce, 2004).

Os edifícios residenciais em betão armado apresentam entre 2 a 4 pisos, em alguns casos até 8 pisos, e os edifícios de escritórios apresentam tipicamente até 8 andares.

Todas estas estruturas são compostas por pórticos com enchimento em tijolos de barro vazados ou com enchimento em blocos de betão. O piso é composto por vigas e é feita a construção por blocos, onde uma pequena viga em betão armado é pré-moldada com aço reforçado no fundo, apoiada em blocos de argila ocos sobre os quais a malha de arame e a betonilha de betão são colocados. Os telhados eram frequentemente construídos da mesma forma dos pisos, e por vezes com lajes de betão armado.

No levantamento efetuado após este sismo verificou-se que, de uma forma geral, as construções em betão armado apresentaram melhor desempenho do que os edifícios de alvenaria.

A maioria dos edifícios de betão resistiu elasticamente às cargas sísmicas, o que é consistente com o comportamento esperado com base na comparação com as cargas de projeto. No entanto, verificou-se o colapso de alguns edifícios em betão armado causado por diversos fatores, nomeadamente, devido a diferenças de rigidez entre pisos, o fraco reforço das ligações e a falta de confinamento dos pilares (Rossetto, et al., 2011).

Quando surgiram sismos de média intensidade, os principais danos observados nos edifícios foram danos não-estruturais dos elementos dos pisos inferiores dos edifícios, causados pela excessiva flexibilidade dos mesmos. Esta situação poderia ter sido minimizada caso existisse no período de construção deste edifícios, nos meados dos anos oitenta e antes de 1996, uma regulamentação sísmica adequada.

Na prática, os edifícios italianos concebidos de acordo com códigos sísmicos pré-1996 de forma geral apresentam deficiências que resultam num elevado risco de colapso para sismos fortes, e danos não estruturais severos para sismos de baixa a moderada intensidade (Dolce, 2004).

2.3 Danos Observados no Edificado Chileno e Japonês

Japão – Sismo de 11 de Março de 2011

Às 14 horas e 46 minutos do dia 11 de Março de 2011, um sismo de magnitude 9.0, fez-se sentir 130 Km ao largo da costa nordeste do Japão. O *tsunami* terá provocado danos ao longo de 600 Km de extensão da zona costeira na região de *Tohoku*.

As populações costeiras de *Tohoku* são as mais bem preparadas no mundo no que diz respeito a *tsunamis*. No entanto, os planos de evacuação e a presença de infraestruturas de mitigação de *tsunamis* (defesas, estruturas de evacuação) existentes, que foram desenvolvidas de acordo com os cenários de *tsunami* esperados e de acordo com o histórico de eventos anteriores, não foram suficientes para impedir que a altura das ondas causadas pelo *tsunami* as ultrapassassem e as rompessem, possibilitando que o *tsunami* chegasse e provocasse

grandes danos nas áreas residenciais, comerciais, nas instalações industriais, nos terrenos agrícolas e nas infraestruturas.

Foram efetuadas observações e levantamentos pela *Earthquake Engineering Field Investigation Team* (EEFIT), do Reino Unido, usando escalas de danos para construções em betão armado, de madeira ou de estruturas metálicas.

A vila de *Taro Town* foi praticamente toda destruída, tendo o *tsunami* ultrapassado as secções da muralha de defesa e arrancado pelas fundações a maioria dos edifícios existentes, com estrutura em madeira; mesmo os edifícios mais distantes, localizados no tardo das muralhas mais antigas, não escaparam.

Apenas dois edifícios tinham resistido parcialmente ao *tsunami*. Um dos edifícios apresentava a estrutura do piso inferior em betão armado e os pisos superiores em estrutura de madeira. A estrutura de madeira foi completamente destruída e levada pela água do mar. O outro edifício era um hotel de sete pisos com estrutura metálica, tendo sofrido danos até ao 4º andar, tendo sido nos dois pisos inferiores o revestimento totalmente destruído e removido.

A EEFIT realizou um levantamento dos danos aos edifícios da cidade de *Kamaishi* a 31 de Maio, ao longo de 1 Km de estrada, cerca de 5 m acima do nível médio do mar. Os edifícios compostos por uso comercial e residencial apresentavam dois a três pisos e alguns dos edifícios apenas com uso comercial apresentavam mais de 5 andares. A área litoral é utilizada como zona industrial, incluindo a grande *Nippon Steel Factory*.

O levantamento efetuado pela EEFIT incluiu no total 154 edifícios, cerca de 51% edifícios de estrutura metálica, 32% de estrutura de madeira, cerca de 15% de estrutura em betão armado e 2% com estrutura não confirmada de betão armado ou metálica. Apresentam-se alguns exemplos de danos ocorridos na cidade de *Kamaishi* (Fraser, et al., 2012).



Figura 2.7- Danos em edifício com estrutura de madeira, *Kamaishi* 2011 (Fraser, et al., 2012).



Figura 2.8- Danos em edifício com estrutura metálica, *Kamaishi* 2011 (Fraser, et al., 2012).

Chile – Sismo de 27 fevereiro de 2010

Às 14 horas e 46 minutos do dia 27 de Fevereiro de 2010, um sismo de magnitude 8.8 fez-se sentir na cidade de Maule, no Chile. Foram efetuados levantamentos de campo aos danos, tendo sido inspecionados edifícios unifamiliares localizados em 111 cidades da área afetada (Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012).

O sismo causou danos numa zona habitada por mais de 50% da população do Chile (INE 2002). Os tipos de construção vigentes nas cidades afetadas eram antigas construções tradicionais de adobe (6,1%) e casas de alvenaria (51,9%) construídos na zona rural e na área urbana de cidades. A maioria destes edifícios encontravam-se em depósitos aluviais e fluviais e muitos deles eram velhos e fracos estruturalmente (Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012).

Uma visita de campo feita pelos autores do estudo à zona costeira atingida pelo tsunami não indicou níveis de danos muito elevados devido ao movimento do solo, e muitos dos edifícios tradicionais e dos mais recente edifícios unifamiliares encontravam-se intactos ou com danos moderados (Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012).

Diferentes tipos de construção sofreram muito diferentes graus de danos durante o sismo.

As estruturas construídas com materiais frágeis como o adobe, e edifícios antigos, de alvenaria sem reforço construídos antes da década de 1940, foram os mais afetados. E os edifícios unifamiliares modernos, habitações em alvenaria confinada, não sofreram qualquer dano (Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012).

O desempenho dos edifícios de habitações unifamiliares de um e dois andares, construídas com adobe e alvenaria já tinham sido postos à prova em sismos anteriores. No sismo de Maule, de 2010, os edifícios mais recentes, de três ou quatro andares, construídos com alvenaria reforçada e alvenaria confinada foram expostos aos sismos pela primeira vez.

A maioria dos edifícios da região centro-sul do Chile, edifícios em adobe e tijolo de alvenaria de um piso, não foram projetados, tendo as observações de campo sugerido que o dano foi concentrado neste tipo de construção (Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012).

Construções de Adobe

A maioria das construções de adobe são edifícios antigos reconstruídos após 1928, sendo edifícios de um piso construídos seguindo técnicas tradicionais e materiais disponíveis localmente, sem suporte técnico e apenas com base na experiência (Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012). As casas de adobe têm alturas entre 2,5 m e 4,0 m, as paredes são feitas de tijolos de barro seco ao sol, com argamassa de lama estabilizada com palha e feitos à mão.

As fundações e pilares são construídos com unidades de tijolos ou pedra colados com lama ou argamassa de cimento/cal. As espessuras das paredes variam entre 300 mm e 600

mm. A maioria das paredes são rebocadas quer com cimento/cal ou argamassa de barro, com uma espessura de cerca de 40 mm (Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012).

Não há nenhum outro reforço nas paredes além dos pilares de suporte verticais ou vigas de consolidação que funcionam na parte superior das paredes.

O telhado é diretamente apoiado nas paredes de suporte, feitas com vigas em forma de treliças de madeira coberta por telhas de barro colocadas sobre uma camada de isolamento em lama grossa (Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012).

O colapso de edifícios de adobe é devido a uma fraca ligação entre as paredes e o telhado, devido ao grande peso das paredes e do teto, da resistência muito baixa e das paredes não serem reforçadas. Além disso, a idade, a baixa qualidade da construção e dos materiais e a falta de manutenção contribui para os danos (Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012).

Os danos mais típicos neste tipo de construção são fissuras verticais nos cantos das paredes (**Figura 2.9**) ou colapsos para fora do plano (**Figura 2.10**).



Figura 2.9- Fissuras verticais nos cantos (Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012).



Figura 2.10- Colapso através do mecanismo de falha fora do plano (Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012).

Edifícios de alvenaria não reforçada

Os edifícios baixos de alvenaria não reforçada foram na sua maioria construídos na década de 1920, com tijolos de barro queimado com argamassa de cimento e areia. (Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012). Os danos sofridos neste tipo de construções são semelhantes aos das casas de adobe, devido à falta de reforço nos cantos das paredes e nas próprias paredes, bem como à deficiente ligação entre paredes e pisos (Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012).



Figura 2.11- Edifícios de alvenaria não reforçada, edifício da Administração de Talca (Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012).



Figura 2.12- Danos típicos de edifícios de alvenaria não reforçada, em Putuchurch (Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012).

Estas condições podem explicar a separação vertical das paredes de intersecção, das fissuras no plano diagonal de corte, do colapso das paredes para fora do plano, das fissuras provocadas por flexão junto aos parapeitos e nas empenas das paredes e a perda de segmentos de parede devido à intersecção de fendas diagonais. Os danos para fora do plano são bastante comuns, especialmente em edifícios históricos altos, como igrejas e em elementos superiores de edifícios.

Em geral, as construções de alvenaria não reforçada sofreram danos significativos, concluindo-se que dada a sua fragilidade, este tipo de construção não deve ser utilizada em zonas sísmicas (Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012).

Edifícios de alvenaria confinada

Os edifícios de alvenaria confinada são geralmente construídos com paredes de alvenaria resistente ao corte confinadas com elementos de betão armado (pilares e vigas), onde as paredes são construídas em primeiro lugar, seguidas pelos pilares e vigas em betão armado (Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012).

As paredes são construídas com vários tipos de unidades de alvenaria, entre elas unidades artesanais de barro sólido e tijolos ocos furados feitos mecanicamente, e com argamassa de cimento e ou areia. Os pilares em betão armado são normalmente colocados nos cruzamentos das paredes e, em muitos casos, os pilares de betão armado não permitem aberturas (Figura 2.13 e Figura 2.14, Edifícios em alvenaria confinada) O espaçamento entre pilares é entre 3 m - 3,5 m (Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012).



Figura 2.13- Detalhe de ligações entre as paredes e pilares (Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012).



Figura 2.14- Detalhe de ligações entre as paredes e pilares (Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012).

As vigas de betão armado estão colocadas ao nível dos pisos e do teto. O sistema de pisos está assente em vigas de madeira, e o telhado é composto por chapas de zinco assentes em estrutura de madeira com forma de treliças que se encontram ancoradas a vigas de betão armado executadas em todo o perímetro, na parte superior das paredes. Muitos edifícios têm divisões de pequenas dimensões e encontram-se ligadas entre si (Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012).

As construções unifamiliares de alvenaria confinada, de pequena altura, demonstraram bom desempenho, não tendo a grande maioria dos prédios sofrido qualquer dano. O padrão de danos mais comuns observados foram fissuras em paredes de alvenaria no plano de corte (Figura 2.15 – Construção em alvenaria confinada) e danos nos membros de confinamento de betão armado, essencialmente em pilares de betão armado (Figura 2.16 – Construção em alvenaria confinada) (Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012).



Figura 2.15- Danos no plano de corte de paredes (Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012).



Figura 2.16- Danos em pilares de betão armado (Astroza, Ruiz, & Astroza, 2012).

Os danos mais graves neste tipo de edifícios podem ser atribuídos à inadequada qualidade dos processos de construção da argamassa, deficiências na pormenorização dos elementos de betão armado e do seu confinamento, à ausência de reforços em volta das aberturas das paredes, e a problemas geotécnicos e topográficos.

Capítulo 3 – Tipificação do Edificado Português

Dependendo do comportamento expectável para cada uma das tipologias e dos danos típicos que cada tipologia apresenta, são efetuadas, em capítulo posterior, recomendações de soluções de consolidação e estabilização que melhor se adequam a cada tipologia. Neste capítulo é efetuada uma breve análise aos dados estatísticos obtidos a partir do Censos 2011 sobre o edificado português, dado serem os mais recentes que existem até à data.

3.1 Observação e análise dos dados estatísticos do Censos 2011

Após observação dos resultados definitivos do Censos 2011 foi possível constatar alguns dados relevantes para o tema. Nomeadamente, a evolução da população portuguesa de 2001 para 2011, a densidade populacional em 2011 e diversos dados sobre a caracterização do edificado.

Das unidades estatísticas primárias analisadas nos resultados definitivos do Censos 2011 foram apenas tratados os dados que dizem respeito aos edifícios.

Dos dados referentes à unidade estatística primária dos edifícios analisados foram escolhidas para análise as seguintes referências:

- Edifícios, segundo o número de pisos, por principais materiais utilizados na construção;
- Edifícios, segundo a época de construção, por principais materiais utilizados na construção;
- Edifícios, segundo o número de pisos, por época de construção;
- Edifícios, segundo a época de construção e necessidades de reparação;
- Edifícios, segundo a época de construção por estado de conservação;
- Edifícios segundo o tipo, em Portugal.

O povoamento do território e as dinâmicas demográficas verificadas na última década, revelam um país muito diverso. Acentuou-se a desertificação em grandes áreas do interior, e densificaram-se os territórios do litoral e as áreas metropolitanas, em particular a de Lisboa.

A densidade populacional do país é de 115 hab/km². Contudo verificam-se grandes disparidades em termos do território, que têm vindo a acentuar-se devido ao movimento de deslocação das populações do interior para o litoral.

As sub-regiões do Grande Porto e da Grande Lisboa apresentam-se densamente povoadas, com valores de densidade populacional de 1 580 hab/km² e 1 484 hab/km², respetivamente.

3.1.1 Resultados sobre o edificado em Portugal

De acordo com os dados recolhidos de algumas das tabelas dos Censos 2011 foram elaborados e adaptados alguns gráficos de forma a facilitar a sua compreensão, e de acordo

com várias variáveis questionadas nos mesmos. Estes gráficos e tabelas encontram-se em anexo. De seguida serão efetuadas algumas constatações sobre os mesmos e retiradas algumas conclusões.

3.1.1.1 Análises e conclusões dos resultados obtidos do Censos 2011

Os resultados da análise do Censos 2011 mostram:

Edifícios, segundo o número de pisos, por principais materiais utilizados na construção

- Através da observação do gráfico do **Anexo A 2** (nº edifícios e nº pisos) podemos verificar que em Portugal, em 2011, foram apurados cerca de 3 milhões, 544 mil e 389 edifícios. Destes edifícios analisados podemos verificar que cerca de um milhão e quatrocentos apresenta 1 piso e pouco mais de um milhão e seiscentos apresentam 2 pisos, e que o número de edifícios diminui gradualmente conforme o aumento do número de pisos dos edifícios. No entanto, existem mais edifícios de 7 ou mais pisos do que de 6 pisos, sendo que esta situação poderá ser explicada pelo facto dos questionários efetuados aos residentes em Portugal, apresentar a opção "7 ou mais pisos" que abrange um maior número de pisos, ou seja, edifícios com 7, 8, 9, e mais pisos numa só opção.

- Pela análise dos gráficos do **Anexo A 3** e **Anexo A 4** (nº edif., nº pisos e tipo de estr.) podemos apurar que independentemente do número de pisos dos edifícios o tipo de estrutura mais utilizada é o betão armado, seguindo-se a par os tipos de estrutura em paredes de alvenaria com e sem placa. Os edifícios com mais de 4 pisos dispõem, em geral, de estrutura em betão armado. Resumidamente, a percentagem de edifícios em Portugal, que apresentam estrutura em betão armado são respetivamente 38% com 1 piso, 50% com 2, 64% com 3, 76% com 4, 80% com 5, e 87% e 96% para edifícios com 6 e 7 ou mais pisos.

- O parque habitacional de Portugal Continental e ilhas é composto por edifícios construídos maioritariamente (cerca de 85%), após a introdução da primeira regulamentação Portuguesa sísmo-resistente (Regulamento de Segurança das Construções contra os Sismos, 1958), sendo que cerca de 28% destes pertencem ao período do segundo regulamento (Regulamento de Solicitações em Edifícios e Pontes, 1961). A grande maioria dos edifícios apresenta 1 e 2 pisos (85%), e estrutura do tipo betão armado (49%) seguida de paredes de alvenaria com placa (32%).

É notório que ao longo do tempo os tipos de estrutura de paredes de alvenaria de argamassa com placa e, principalmente, de betão armado foram tendo progressivamente maior peso nas existências de edifícios do país, verificando-se o inverso no que toca aos edifícios dos outros tipos de estrutura.

- Pelo gráfico do **Anexo A 5** (percentagem de edif., tipo de reves. e nº pisos) podemos observar que a maior percentagem de edifícios, de acordo com o tipo de revestimento exterior, e independentemente do número de pisos, é o reboco tradicional ou marmorite. O reboco tradicional ou marmorite é utilizado em cerca de 85% dos edifícios com 1 piso, 83% dos edifícios com 2 pisos, 87% com 3 pisos, 82% com 4 pisos, 76% com 5 pisos e 74% e 71% para edifícios com 6 e 7 ou mais pisos, respetivamente. No entanto, o ladrilho cerâmico ou mosaico é mais utilizado como revestimento exterior em edifícios com mais de 4 pisos do que nos edifícios com menos pisos, ocorrendo o oposto com a utilização da pedra. Outros tipos de revestimento além dos referidos são utilizados raramente.

- Pela observação do gráfico do **Anexo A 6**, referente às percentagens de edifícios distribuídos pelo tipo de cobertura e nº de pisos, podemos apurar que muito mais de metade dos edifícios em Portugal dispõem de coberturas inclinadas, revestidas a telhas cerâmicas ou de betão, independentemente do nº de pisos (1 piso - 97%, 2 pisos - 96%, 3 pisos - 92%, 4 pisos - 84%, 5 pisos - 78%, 6 pisos - 70% e 7 ou mais pisos - 54%).

No entanto, a percentagem de edifícios com cobertura mista (inclinada e em terraço) e apenas em terraço aumenta com o número de pisos.

- Pela análise das tabelas do **Anexo A 8** e **Anexo A 9**, podemos concluir que o edificado português de 2001 para 2011 envelheceu. Em 2001, a percentagem de edifícios com mais de 40 anos era de 30%; em 2011, essa percentagem era de 37%. Ou seja, em 10 anos o edificado português envelheceu cerca de 7%. Por sua vez, os edifícios mais recentes, com menos de 15 anos diminuíram: em 2001 eram cerca de 28% e em 2011 cerca de 23%.

Edifícios, segundo a época de construção, por principais materiais utilizados na construção

- Pelos gráficos do **Anexo A 10** e **Anexo A 11**, respeitantes aos principais materiais utilizados nos edifícios nas várias épocas de construção, podemos observar que, em 2011, de entre os edifícios existentes da época de construção anterior a 1919, nenhum apresentava estrutura em betão armado ou alvenaria com placa, apenas estrutura em adobe, taipa ou pedra.

- Os edifícios da época entre 1919 e 1945 apresentam ainda grande parte das suas estruturas em alvenaria sem placa. No entanto, a quantidade de estruturas em betão armado e alvenaria com placa aumentaram consideravelmente. A maioria dos edifícios da época entre 1945 e 1960 já apresenta estrutura em betão armado e alvenaria com placa. A percentagem dos edifícios com estrutura em alvenaria sem placa, em adobe, taipa, pedra ou outro material vão gradualmente desaparecendo com o passar do tempo.

- Através da observação do gráfico do **Anexo A 12**, referente aos materiais utilizados nos revestimentos exteriores nos edifícios nas várias épocas de construção, podemos

constatar que o reboco tradicional ou marmorite em todas as épocas de construção foi o tipo de revestimento exterior mais utilizado, seguido da pedra que, com o avançar das épocas de construção, foi cada vez menos utilizada. O uso de ladrilho cerâmico ou mosaico como revestimento exterior sempre foi pouco utilizado; no entanto, na época de construção de 1961 a 1990 foram um pouco mais utilizados.

- Assim como o gráfico do [Anexo A 6](#), o gráfico do [Anexo A 13](#) também demonstra que, independentemente da época de construção, o tipo de cobertura inclinada revestida a telhas cerâmicas ou betão foi a mais utilizada, pelo menos até 2011, e que o tipo de cobertura em terraço nos edifícios, apesar de pouco significativa, tem vindo a aumentar com os anos.

Edifícios, segundo o número de pisos, por época de construção

- Pela análise dos gráficos do [Anexo A 15](#) e [Anexo A 16](#), que se referem à quantidade de edifícios, por número de pisos e época de construção, podemos verificar que desde 1919 até 1970 a grande maioria dos edifícios apresentavam apenas um piso e que entre 1971 e 2011 a maioria dos edifícios passou a ter dois pisos. Podemos ainda observar que, de forma geral, com a evolução das épocas de construção, o número de pisos dos edifícios têm vindo a aumentar.

Edifícios, segundo a época de construção, por necessidades de reparação

- Observando o gráfico do [Anexo A 18](#), referente às percentagens de edifícios por época de construção a necessitar de obras na cobertura, verifica-se que a percentagem de edifícios que não necessitam de nenhuma obra na cobertura aumenta gradualmente com o avançar da sua data de construção, como expectável.

- A percentagem de edifícios que necessitam de pequenas obras na cobertura aumenta entre as épocas anteriores a 1919 e até 1970, diminuindo gradualmente com a data de construção a partir de 1971 e até 2011.

- A percentagem de edifícios que necessitam de obras médias na cobertura aumenta entre as épocas anteriores a 1919 e até 1945, diminuindo gradualmente a partir de 1946 e até 2011.

- Através da análise do gráfico do [Anexo A 19](#), referente às percentagens de edifícios por época de construção a necessitar de obras na estrutura, e da análise do gráfico do [Anexo A 20](#), referente às percentagens de edifícios por época de construção a necessitar de obras em paredes e caixilharias, podemos retirar as mesmas conclusões do gráfico do [Anexo A 18](#).

Edifícios, segundo a época de construção, por estado de conservação

- Pela análise ao gráfico do **Anexo A 22**, referente às percentagens de edifícios por época de construção e estado de conservação, podemos observar que a percentagem de edifícios sem necessidade de reparações aumenta com o avançar da data de construção. Por outro lado, como esperado, as percentagens de edifícios com necessidades de reparações e muito degradados diminuem com o avançar das suas épocas de construção.

- Através do gráfico do **Anexo A 23**, referente às percentagens de edifícios de cada época de construção que necessitam de reparações, podemos concluir que desde as épocas anteriores a 1919 até 2000 a percentagem de edifícios a necessitarem de pequenas reparações aumenta gradualmente, sendo que depois de 2001 e até 2011 essa percentagem diminui. As percentagens de edifícios que necessitam de obras médias diminuíram gradualmente com o avançar da época de construção. As percentagens de edifícios a necessitarem de grandes obras decrescem desde a época de construção anterior a 1919 até 2000, sendo que depois aumentam até 2011.

Edifícios segundo o tipo, em Portugal

- Através da análise do gráfico do **Anexo A 25**, podemos observar que, de forma geral, os tipos de alojamentos mais frequentes em Portugal são do tipo “com 1-2 alojamentos isolados” e “com 1-2 alojamentos germinados”. No entanto, os edifícios do tipo “com 3 ou mais alojamentos familiares” em Lisboa são em grande número.

- Pelo gráfico do **Anexo A 26** constatamos que no Norte do país o tipo de edifício que predomina são habitações “com 1-2 alojamentos germinados”, existindo poucas habitações “com 1-2 alojamentos em banda”. Na região Centro, o tipo de habitação em maior número são edifícios “com 1-2 alojamentos isolados”, sendo o número de edifícios “com 1-2 alojamentos germinados” ou “em banda” muito semelhantes e o número de edifícios “com 3 ou mais alojamentos familiares” é reduzido. Na zona de Lisboa, cerca de 41% dos edifícios têm 3 ou mais alojamentos familiares, sendo também muito frequente edifícios de “outro tipo”.

3.1.1.2 Considerações Finais

Evidentemente, a data de introdução dos regulamentos é meramente indicadora, não querendo dizer que todos os edifícios posteriores a esta data tenham sido projetados e construídos de acordo com os regulamentos. Assim, as elevadas percentagens de elementos em risco correspondentes a edifícios construídos em data posterior à data de entrada em vigor do primeiro regulamento anti-sísmico não implica necessariamente um quadro positivo para a vulnerabilidade sísmica do parque habitacional Português. De facto, não existem garantias sobre a aplicação sistemática das regulamentações sismo-resistentes, quer ao nível

do projeto estrutural quer na execução das obras, principalmente em edifícios com tipo de estrutura diferente do betão armado.

As intervenções de reparação nos edifícios mais antigos não implicam necessariamente uma intervenção ao nível da estrutura, podendo ser atribuídas a outras patologias. Além disso, a estrutura original dos edifícios pode muitas vezes ter padecido de alterações que ponham em causa o respetivo desempenho sísmico, razões pelas quais a pequena percentagem indicada de edifícios a necessitarem de reparações pode não representar corretamente a vulnerabilidade sísmica do edificado.

Por outro lado, tendo em conta o progresso da Engenharia Sísmica entre 1960 e 1985, os edifícios que foram dimensionados de acordo com as especificações do RSCCS [1958] são mais vulneráveis do que os dimensionados de acordo com o RSA [1983] e REBAP [1983] e futuramente do que os dimensionados pelos Eurocódigos.

Capítulo 4 – Proposta de Adaptação de Manual e Formulário de Inspeção Pós-sismo

Neste capítulo apresenta-se uma proposta de adaptação do Manual e do Formulário de Inspeção Pós-sismo com o nome de “*Field Manual for post-earthquake damage and safety assessment and short term countermeasures (AeDES)*” elaborado pela *JRC Science Hub – European Commission*. O preenchimento deste formulário tem dois objetivos fundamentais, a classificação do edifício a ser inspecionado quanto à sua usabilidade e as medidas de intervenção a serem executadas. O preenchimento das primeiras secções do formulário leva a uma conclusão final nas últimas secções do formulário quanto a estes dois aspetos.

4.1 Secção 1 e 2 do Formulário - Instruções gerais e diretrizes para a identificação e descrição do edifício

Os edifícios são organismos estáticos, individuais e podem ser diferenciados e identificados com base nos critérios de: edifícios construídos em diferentes idades, edifícios construídos com diferentes materiais e edifícios construídos com pisos a diferentes alturas.

Designa-se por “*Emergência Pós-sismo*” o conjunto de atividades destinadas a avaliar os efeitos dos danos nos edifícios, ambiente e infra-estruturas e a avaliação da usabilidade dos edifícios.

Esta ação reveste-se da maior importância devido à necessidade de criação de abrigos e instalações temporárias para as populações afetadas.

De acordo com o manual “*AeDES*”, o levantamento dos edifícios deve ser realizado inicialmente a partir do exterior e depois no interior, existindo para tal o formulário apresentado no Anexo B. No caso de existirem elementos exteriores que indiquem que o edifício se encontra imediatamente inutilizável, o inspetor não deve prosseguir com o preenchimento do formulário, e dá-lo por terminado. Por outro lado, a ausência de danos no exterior do edifício não implica necessariamente a ausência de danos no interior, podendo ter ocorrido desmoronamentos; geralmente os desmoronamentos na sua fase inicial não são visíveis a partir do exterior.

Durante as pesquisas no interior do edifício é necessário analisar todos os pisos, a partir das caves ou garagens até ao sótão. A inspeção preliminar à cobertura do edifício deverá ser feita a partir do interior, caso seja possível. Caso contrário, esta análise deve ser efetuada pelo exterior e afastada do edifício.

Numa primeira fase começa-se por inspecionar o edifício para se obter uma ideia geral da sua condição e formular uma primeira proposta de avaliação. O formulário que se encontra no **Anexo B 14**, deve ser preenchido apenas numa segunda visita e percorrendo novamente todas as suas

secções; só assim é possível verificar se o formulário apresenta todas as secções necessárias preenchidas e se nos conduz à avaliação inicialmente realizada

Em alguns casos pode ser apropriado efetuar pequenos testes à argamassa das paredes de alvenaria, ou remover algumas áreas de reboco para examinar a direção das fissuras. Mais raramente poderá ser útil testar a consistência do betão, removendo algumas porções do recobrimento do betão.

Em caso de inspeções repetidas no mesmo edifício, é preferível ter os relatórios anteriores e identificar eventuais intervenções provisórias realizadas (secções 4, 5 e 6 da usabilidade e forma de dano), com o objetivo de avaliar corretamente as modificações dos elementos estruturais e não estruturais, que poderão ocorrer na sequência das réplicas, e das medidas de intervenção de curto prazo (por exemplo remoção de telhas ou elementos salientes).

O formulário é composto pelas seguintes nove secções, com três páginas, e por uma quarta página com as notas explicativas sobre o seu preenchimento:

Secção 1 – Identificação do edifício;

Secção 2 – Descrição do edifício;

Secção 3 – Tipologia;

Secção 4 – Danos em elementos estruturais e medidas de intervenção de curto prazo implementadas;

Secção 5 – Danos em elementos não estruturais e medidas de intervenção de curto prazo implementadas;

Secção 6 – Danos externos causados por outras construções e medidas de intervenção de curto prazo implementadas;

Secção 7 – Solo e fundações;

Secção 8 – Avaliação da usabilidade;

Secção 9 – Outras observações.

O inspetor deve preencher o formulário, escrevendo parcialmente algumas informações em espaços pré-definidos, espaços parcialmente escurecidos para cada caso e de acordo com as indicações constantes da Tabela do [Anexo B 1](#).

4.1.1 Secção 1 do Formulário - Agregados e identificação dos edifícios

No caso de edifícios agregados é necessário identificar individualmente os elementos que o compõem na cartografia local. Desta forma os edifícios serão entendidos como um conjunto não homogêneo em termos de elementos estruturais, em contato ou ligados de uma forma mais ou menos eficaz, que podem interagir em caso de sismo ou em caso de qualquer ação dinâmica. Um agregado de construções pode ser constituído por um único edifício (como é frequentemente o caso de edifícios de betão armado) ou por mais edifícios ligados entre si, geralmente com diferentes características estruturais. A presença de uma junta sísmica indica a presença de dois edifícios separados estruturalmente. Sempre que não seja possível a identificação *a priori* da presença ou da posição de uma junta sísmica, pode considerar-se o todo como um único edifício ou bloco, e eventualmente fazer algumas modificações durante a inspeção. Os agregados de construção devem ser numerados sobre os mapas fornecidos pela entidade responsável, por meio de um código inequívoco. Este código quando atribuído por um único inspetor para todo o município, terá cinco dígitos de acordo com uma única numeração progressiva (possíveis modificações no campo devem ser comunicadas diretamente ao coordenador). Se, por outro lado, o código é atribuído por uma equipa de inspetores, a opção deve ter cinco dígitos, sendo que os três primeiros dígitos devem coincidir com o código de identificação da equipa, e os dois últimos devem seguir a sequência progressiva de numeração atribuída pela equipa de inspetores. Um exemplo de identificação e numeração dos agregados de construções e edifícios é representado na [Figura 4.1](#) e na tabela do [Anexo B 2](#).

No interior do conjunto estrutural é possível identificar construções, definidas como unidades homogêneas e geralmente distinguir, através dos edifícios adjacentes, a tipologia estrutural, diferença de alturas, idade de construção, altura de diferentes pisos, etc.



Figura 4.1- Exemplo de identificação de agregados e edifícios numa folha de cadastro (Baggio, et al., 2007).

A identificação dos edifícios nem sempre é fácil e pode revelar-se ambígua, especialmente no caso de conjuntos de edifícios de alvenaria, que são típicos dos centros históricos. No caso de edifícios de betão armado a definição é geralmente menos complicada uma vez que os edifícios são considerados como isolados por espaços ou ligações, em conformidade com o código (neste caso o prédio e o conjunto coincidem).

A Secção 1 do formulário (Anexo B 14) contém informações sobre a identificação tanto do edifício como do inspetor. A utilização de letras maiúsculas na escrita da região, município e local é útil para a gestão da versão em papel do formulário. São especialmente importantes para a gestão da versão informatizada dos dados, os dois códigos de identificação nos dois espaços no canto superior direito, chamados de *Identificação do inspetor* e *Identificação do edifício* (ver tabela do Anexo B 3).

A numeração exata das equipas garante uma identificação inequívoca do formulário de inspeção no âmbito da campanha de reconhecimento. Da mesma forma, o conjunto de dados do INE (em Itália é ISTAT) identifica a região (NUTS III + concelho + freguesia), e o número do conjunto de edifícios e o número do edifício no conjunto permitem a identificação inequívoca do edifício. De acordo com o INE, as NUTS III de Portugal são constituídas por 30 sub-regiões.

A combinação destes dois códigos de identificação permite a gestão da informação, mesmo numa base de dados nacional única. Também em relação a este aspeto particular, torna-se evidente o quão importante é criar um registo de edifício como um instrumento preparado para a gestão de emergências técnica.

As zonas com fundo cinza do formulário sugerido no anexo indicam as informações que podem ser parcialmente pré-inseridas ou fornecidas pela coordenação ou pela organização a nível municipal. Isto acontece, por exemplo, para os códigos das NUTS III, do concelho e da freguesia de recenseamento do INE. Estas informações são importantes para um mapeamento mais detalhado dos dados sobre as consequências do evento sísmico, no que diz respeito à escala de todo o território municipal.

O *tipo de mapa e número do mapa* identificam (através da indicação da tipologia do mapa usado e através de um código de identificação) o mapa em que o imóvel é identificado. Geralmente esta indicação é importante quando a cartografia do território municipal estudado se desenvolve em várias folhas.

O cadastro de dados, das *folhas*, dos *anexos* e *parcelas* são úteis como elementos de identificação adicionais e também como uma ligação com outros dados referenciados no cadastro da cartografia. A *posição do edifício* destaca as suas ligações ou contactos com outros edifícios.

No campo *denominação do edifício* a denominação efetiva deve ser indicada no caso de edifícios com função pública ou estratégica relevante (escritórios usados para as instituições, serviços ou atividades de interesse público), enquanto que no caso de edifícios residenciais, o nome do condomínio ou o nome de um dos proprietários deve ser indicado.

O *código de uso* ajuda na identificação dentro da base de dados dos edifícios com funções de utilidade pública e podem ser escolhidos entre aqueles apresentados na Tabela do **Anexo B 4**. Nos espaços em branco no meio da página, a indicação *Fotocópia do agregado estrutural com indicação do edifício* significa que neste espaço deve ser relatado, e possivelmente fotocopiada, a parte do mapa referenciada incluindo o conjunto de edifícios e os edifícios em estudo, com os respetivos códigos de identificação descritos acima. O contorno do edifício deve ser realçado.

4.1.2 Secção 2 do Formulário - Descrição do edifício

Na Secção 2 do formulário (**Anexo B 14**) recolhe-se informação sobre os *dados métricos*, sobre a *idade*, com indicação do *período de construção* e, eventualmente, do *período de remodelação/reabilitação do edifício*, assim como o tipo de *utilização* e *exposição*.

Os dados métricos devem incluir o número total de pisos incluindo caves, o número de caves, a altura média entre andares e a área média de superfície dos pisos.

Os valores de altura média entre pisos e a área média de superfície dos pisos estão listados em faixas e a regra a ser seguida, em caso de variação significativa entre os diferentes andares, é considerar o melhor valor médio que representa o volume total (em relação à altura, deve ser indicado o valor mais aproximado da média total das alturas dos pisos. Em relação à superfície, deve ser indicado o melhor intervalo que caracteriza a superfície média entre todos os pisos).

Na coluna relativa à idade é destacado o período de construção do edifício e o período relativo a uma eventual reabilitação, caso esta seja significativa do ponto de vista estrutural.

No que diz respeito ao *uso*, devem ser indicados todos os tipos de uso e caso coexistam mais do que um no edifício, deve ser indicado o número relativo de unidades.

Assim, é importante especificar que o uso como *escritórios* geralmente referem-se a escritórios particulares (tais como bancos, atividades profissionais, etc.), enquanto que o uso *público* e de *serviços estratégicos* num edifício correspondem essencialmente os que se encontram na lista do **Anexo B 4**. Um edifício deve ser considerado como *estratégico* quando é absolutamente necessário para as funções da proteção civil, tais como hospitais, municípios, quartéis de bombeiros, etc. Finalmente, *armazém* é o edifício que tem apenas como finalidade o armazenamento de material, e onde não existe nenhum pessoal permanente no edifício. As garagens ou caves que pertençam a casas têm de ser excluída desta definição.

Na coluna relativa à *utilização* (que se refere aos casos com condições de utilização antes da ocorrência de qualquer sismo), deve ser indicada a percentagem aproximada de utilização da construção em termos espaciais e/ou temporais, de acordo com três níveis (<30%, 30% a 65%, e >65%).

Esta utilização global é medida a partir da soma dos produtos entre as percentagens de volume dos edifícios e as percentagens relativas de utilização temporal. Em alternativa, é possível indicar o facto de que o edifício não seja de todo utilizado, seja porque mesmo que se encontre funcional não há praticamente nenhuma presença humana (*não utilizado*), seja porque está *em construção*, porque foi deixado por acabar ou seja *incompleto* ou porque foi *abandonado* (má manutenção e/ou más condições de funcionalidade).

No *número de ocupantes* deve ser indicado o número médio de pessoas geralmente presentes. Por exemplo, os habitantes de "segundas habitações", que são utilizadas apenas ocasionalmente, não devem ser classificados como ocupantes, nem mesmo se estiverem acidentalmente presente no momento do sismo. O número de ocupantes deve ser indicado no quadrado escurecido das centenas, dezenas e das unidades.

A última informação desta secção refere-se ao tipo de *propriedade*, havendo a distinção entre pública ou privada.

4.2 Secção 3 do Formulário - Instruções de preenchimento da tipologia de edifícios

4.2.1 Construções de Alvenaria

4.2.1.1 Estruturas verticais e tabelas de alvenarias

Estruturas de Alvenaria			
Tipo I		Tipo II	
Configuração irregular ou de má qualidade (pedra de enrocamento, seixos, ...)		Configuração regular e de boa qualidade (blocos, tijolos, pedras quadradas, ...)	
Sem tirantes ou vigas de ligação	Com tirantes ou vigas de ligação	Sem tirantes ou vigas de ligação	Com tirantes ou vigas de ligação
B	C	D	E
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

As construções em alvenaria são distinguidas em dois tipos, Tipo I e Tipo II, dependendo do material utilizado, da sua forma, da qualidade da argamassa e do processo construtivo:

Alvenaria Tipo I – Configuração irregular ou de má qualidade.

Este tipo de alvenaria de pedra de enrocamento demonstra um desempenho sísmico deficiente, caracterizado por:

- Vulnerabilidade significativa relativamente às ações para fora do plano, com possibilidade de desagregação da parede. Podendo também ser devida a instabilidades causadas por ações verticais, de panos isolados, não efetivamente ligados. Isto poderá acontecer mesmo que os

pisos estejam bem ligados.

- Baixa resistência às ações no plano devido à baixa resistência intrínseca do material, e em particular da argamassa, e ao baixo valor de atrito que poderá ocorrer entre os elementos de pedra devido à configuração das paredes.

Alvenaria Tipo II – Configuração regular e de boa qualidade.

Neste tipo de alvenaria de pedra natural ou artificial verifica-se um bom desempenho caracterizado por:

- Baixa vulnerabilidade relativamente às ações para fora do plano, desde que a parede esteja bem ligada, tanto no topo como na base, a pavimentos rígidos, ou semirrígidos, que são capazes de redistribuir as ações sísmicas às paredes paralelas às ações, com comportamento monolítico da parede.
- Resistência média ou alta às ações no plano, graças à resistência intrínseca do material, especialmente da argamassa e/ou do atrito que se pode desenvolver entre os blocos ou elementos de pedra devido à configuração da parede.

Informação mais detalhada dos diferentes tipos de alvenaria encontra-se organizada e resumida em tabelas, por tipologia de alvenaria, e apenas constituem sugestões para os inspetores,

conferindo-lhes um apoio suplementar no local, devendo o inspetor basear-se na sua sensibilidade e experiência.

A primeira tabela (**Anexo B 5**) propõe uma classificação baseada na análise do pano exterior (1º nível de conhecimento), que é a parte mais fácil do trabalho de reconhecimento dos inspetores, na primeira inspeção visual das superfícies interiores e exteriores sem reboco. A alvenaria é então classificada em três grandes famílias:

- Alvenaria irregular (Código **A**), constituída por elementos sem forma regular, que poderão ser seixos de rio pequenos ou de tamanho médio, alisados e com arestas arredondadas, ou elementos de outra forma ou de diferentes tamanhos com arestas aguçadas, geralmente correspondendo a pedras de calcário ou pedras vulcânicas.
- Alvenaria intermédia (Código **B**), constituída por elementos apenas trabalhados de forma grosseira, com forma não perfeitamente retangular, aparecendo com formas distintas ou com cortes planos.
- Alvenaria regular (Código **C**), constituída por elementos com forma regular até perfeitamente retangulares, tanto quanto possível obter de um tufo (conjunto de rochas caracterizadas por baixa densidade, reduzida consistência intergranular e facilmente desagregáveis), algumas outras pedras e ainda por tijolos.

Em qualquer dos casos acima descritos, a opção pode ser reforçada (Código **CR**) ou não reforçada (Código **SR**) com tijolos ou camadas de pedra regulares com espaçamento quase constante (mesma ordem de grandeza de espessuras).

A análise do pano exterior, por si só, poderá não ser suficiente para permitir distinguir alvenaria de má qualidade (**Tipo I**) ou de boa qualidade (**Tipo II**).

Devido à incerteza das características a considerar nos edifícios de alvenaria do tipo intermédio (Código **B**), é desejável a recolha de mais informações sobre o tipo de código B, nomeadamente:

- A qualidade/tipo da argamassa (2º nível de conhecimento) avaliada “in situ” através de um teste de risco, a fim de distinguir argamassas de má qualidade, muito quebradiças e fáceis de destruir (Código **Mc**), de argamassas de boa qualidade, que são resistentes (Código **Mb**), por exemplo argamassa de cimento.

- O tipo de ligação de todos os elementos da parede (3º nível de conhecimento) distingue-se em dois tipos de alvenaria, fiadas bem ligadas (Código **Pc**) e fiadas desligadas ou mal ligadas (Código **Ps**), sendo este o caso de muitos tipos de alvenarias pobres. Em reconhecimentos pós-sismo, a geometria das secções muitas vezes pode ser observada em edifícios que desabaram parcialmente. Alguns casos típicos são apresentados na **Figura 4.2 - Paredes de alvenaria com**

panos bem conectados ou com um único pano e na **Figura 4.3-** Paredes de alvenaria com panos não ligados ou mal ligados, com colapsos ocorridos devido à ocorrência de um sismo.

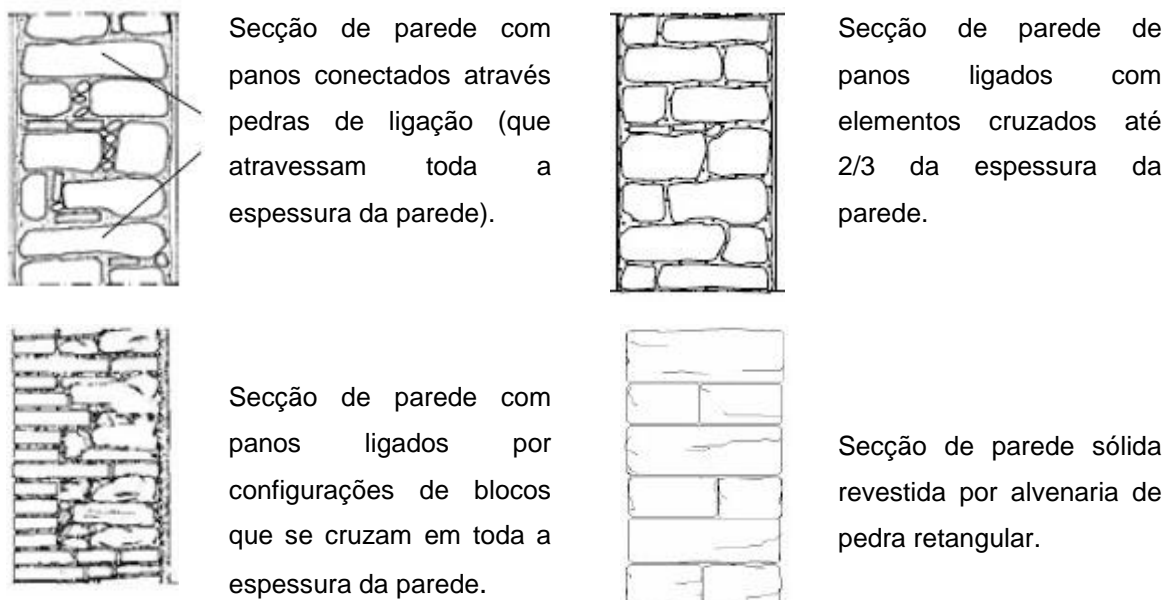


Figura 4.2- Paredes de alvenaria com código Pc (Baggio, et al., 2007).

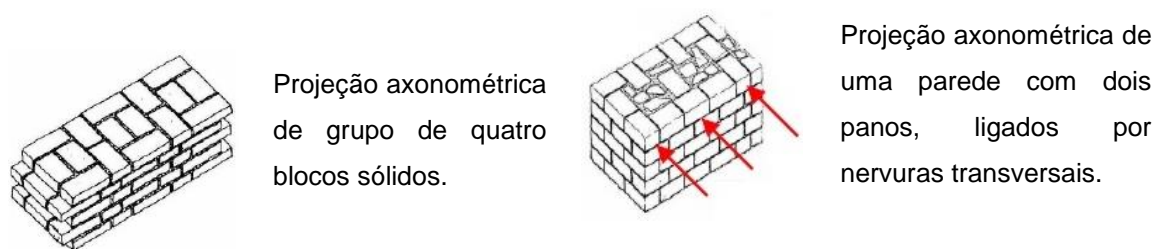


Figura 4.3- Paredes de alvenaria com código Ps (Baggio, et al., 2007).

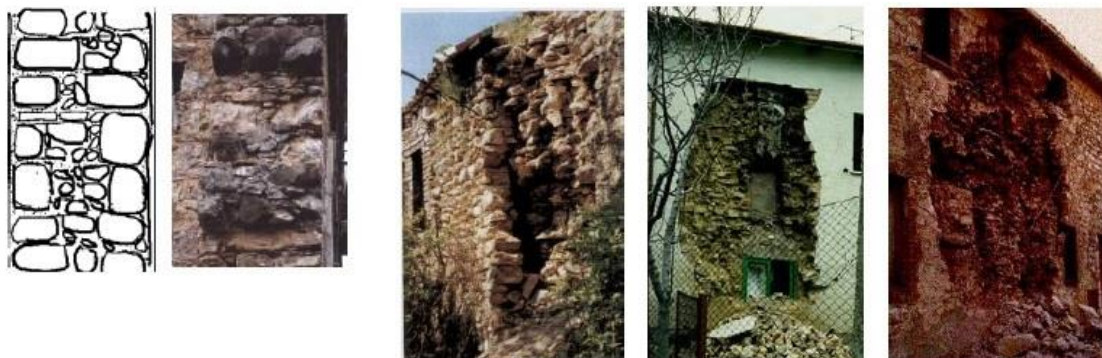


Figura 4.4- Secção de parede dupla com panos não ligados (Baggio, et al., 2007).

Em cada tabela associada aos diferentes tipos de alvenaria apresenta-se uma classificação/atribuição em função do nível de conhecimento (ver Anexo B 6 e Anexo B 7 para alvenaria irregular; Anexo B 8 para alvenarias intermédias; Anexo B 9 para alvenaria regular). As referidas tabelas ajudam na decisão na atribuição dos tipos I e II da alvenaria em estudo, e é válida quando apenas se tem a informação da qualidade da argamassa (2º nível de conhecimento) e quando é possível observar ao mesmo tempo a qualidade da argamassa e o tipo de secção (3º nível de conhecimento). Quando ainda existe incerteza deverão ser indicados no formulário através da dupla identificação I/II.

As incertezas na classificação irão reduzir-se progressivamente, mesmo em alguns casos em que são consideráveis, com o aumento do número de variáveis consideradas. Em qualquer caso, a classificação mais adequada é deixada ao critério dos inspetores.

4.2.1.2 Estruturas horizontais e tabelas de tipologias de pisos planos

Nem sempre é fácil identificar as estruturas horizontais através de inspeção visual. Para este objetivo são indicadas as seguintes sugestões úteis para os inspetores:

- Entrevistar os técnicos locais e/ou o proprietário;
- Investigar divisões sem reboco, como adegas, caves, etc.;
- Analisar as características estruturais salientes, (varandas, beirais, telhados em balanço).

1	Não Identificado
2	Abóbadas sem tirantes
3	Abóbadas com tirantes
4	Vigas com laje flexível (vigas de madeira com uma única camada de tábuas de madeira, vigas e abóbadas de arco superficial, ...)
	Vigas com laje semi-rígida (vigas de madeira com dobro de camada de tábuas de madeira, vigas e blocos ocios, ...)
6	Vigas com laje rígida (Pisos de betão armado, vigas bem ligadas às lajes, ...)

Apenas em caso de grandes incertezas, o investigador pode usar o campo “não identificado” (Código 1). No formulário sugerido, a principal distinção é feita entre as estruturas horizontais planas e as estruturas horizontais abobadadas.

Dentro de cada um destes dois grupos, existe uma distinção adicional relacionada com essas características que podem ter uma influência significativa sobre o comportamento estrutural do sistema como um todo.

No que diz respeito a pisos abobadados, a principal distinção é feita entre:

- Abóbadas sem tirantes: Estruturas já sujeitas a impulsos, que podem aumentar quando sujeitas a ações sísmicas, e conduzir ao colapso das paredes (Código 2).
- Abóbadas com tirantes: Estruturas cujo impulso é eliminado graças à presença de tirantes bem ancorados, ou que resistem pelo efeito eficaz de contrafortes ou apoios (Código 3).

No que diz respeito a estruturas planas (pisos), o formulário distingue três tipologias, em relação à rigidez do piso no próprio plano:

- Vigas com laje flexível: a flexibilidade e/ou a reduzida resistência desta tipologia, mesmo se o piso estiver bem ligado às paredes (condição que quase nunca é cumprida), não permite restringir as paredes face a ações para fora do plano, nem transferir a força sísmica fora do plano às paredes transversais. Pode acontecer que este tipo de pisos facilite o colapso para fora do plano das paredes (Código 4).
- Vigas com laje semi-rígida: a rigidez e a resistência desta tipologia determinam o facto de que, se os pisos estiverem bem ligados às paredes verticais (condição que na maior parte das vezes é verificada nos casos em que há vigas de frechal para a fixação e/ou encastramento das vigas do piso e entregas eficazes), eles são capazes de agir como uma restrição suficientemente rígida face ao derrubamento para fora do plano e para transferir as forças sísmicas para fora do plano para às paredes transversais. No entanto, estes pisos não são suficientemente rígidos para assegurar uma redistribuição das forças sísmicas entre todas as paredes do edifício (Código 5).
- Vigas com laje rígida: a rigidez e a resistência desta tipologia determinam o facto de que, se os pisos estiverem bem ligados às paredes (condição que na maior parte das vezes é verificada nos casos em que há vigas de frechal para a fixação e/ou encastramento das vigas do piso e entregas eficazes), eles são capazes de restringir o derrubamento para fora do plano e para transferir as forças sísmicas para fora do plano às paredes transversais. Ocorre um comportamento global adequado, funcionando como um todo, em que as paredes são submetidas a ações para fora do plano, encontram-se bem

ligadas aos pisos, e funcionam de acordo com um esquema favorável, sendo as forças sísmicas transferidas para o solo através das paredes perpendiculares a estas (Código 6).

De um ponto de vista operacional, as considerações que se seguem são válidas.

Pisos de madeira com uma única ou com dupla direção de vão (vigas e vigotas), com uma simples tábuas de madeira ou elementos de tijolo, eventualmente complementados com uma laje constituída por material frágil podem ser considerados pavimentos flexíveis.

São também considerados pisos flexíveis pavimentos apoiados em abóbadas feitas de tijolos, pedras ou betão, com arcos de pequena curvatura, e suportadas por vigas metálicas (perfis).

Se um elemento de reforço for introduzido, com duas fiadas de tábuas de madeira perpendiculares no pavimento ou através da introdução de uma laje armada, bem ligada às vigas, poderá considerar-se que estes pavimentos são rígidos ou semi-rígidos, dependendo do nível de conexão entre os elementos.

Existem ainda outros tipos de pisos que poderão ser considerados semi-rígidos:

- Pisos de madeira com duas camadas de soalho perpendiculares complementados com uma laje de betão armado;
- Pisos em vigas metálicas que suportam blocos planos ocios, com superfície interior plana;
- Pisos com vigas de piso constituídas por blocos de barro furados pré-fabricados e por vigas de betão armado.

Uma laje de pavimento maciça em betão armado e pavimentos constituídos por elementos de tijolo e vigotas de betão armado, moldadas no local ou pré-fabricadas, ou qualquer tipo de piso com uma laje superior de betão reforçado, adequadamente ligado a todas as paredes, podem ser considerados como pisos rígidos.

Com o objetivo dar orientações aos inspetores na identificação das tipologias horizontais, nas tabelas do Anexo B 10, Anexo B 11 e Anexo B 12 apresenta-se documentação gráfica e fotográficas, das tipologias de pavimentos considerados no formulário, em função da flexibilidade do piso. Finalmente deve ser especificado que, se o telhado é o único teto (como no caso de edifícios com um único andar), a tipologia do teto deve ser descrita tanto na Tabela *Telhado* como na linha relevante da tabela *Estruturas de Alvenaria*.

4.2.1.3 Estruturas mistas e reforçadas

Na Secção 3 do formulário sugerido (Anexo B 14) *Estruturas de Alvenaria*, o formulário permite indicar, em complemento à informação anterior:

- A presença de pilares isolados (resposta simples; Coluna F);

- A presença de estruturas de tipologia mista (Coluna **G**) com 3 opções correspondentes a:
 - G1**: Betão armado (ou outras estruturas porticadas);
 - G2**: Alvenaria sobre betão armado (ou outras estruturas porticadas);
 - G3**: Alvenaria e betão armado (ou outras estruturas porticadas) em paralelo nos mesmos pisos;
- A presença de alvenaria robusta (Coluna H) com 3 opções correspondentes a:
 - H1**: Alvenaria reforçada com injeções ou reforço simples;
 - H2**: Alvenaria reforçada ou alvenaria com reboco armado;
 - H3**: Alvenaria com outros ou indefinidos tipos de reforços.

A existência de pilares isolados deverá ser indicada quando é notada a presença de componentes de suporte isolados de qualquer tipologia, de betão armado, alvenaria, aço ou madeira em construções com alvenaria ou estruturas de suporte verticais mistas. Em geral, nas construções de alvenaria a presença de esforços verticais concentrados em pilares poderão indicar um aumento da vulnerabilidade da edificação, especialmente quando os esforços são consequência de trabalhos de renovação.

As estruturas mistas referidas no campo **G** do formulário são estruturas feitas de alvenaria simples reforçada, onde foram adicionados componentes estruturais verticais feitos de diferentes materiais (betão armado, aço, madeira ou outros materiais). Estes componentes terão que ter uma função portante. No mínimo, estes componentes deverão ser capazes de suportar parte das cargas verticais. Estas estruturas no que diz respeito a paredes de alvenaria, devem ser em série – **G1** e **G2**, para pisos diferentes –, ou em paralelo – **G3**, no mesmo. Casos típicos frequentes são:

G1 – Construções de alvenaria com pisos superiores integralmente construídos com estruturas de betão armado.

G2 – Construções de betão armado com pisos adicionais em estrutura de alvenaria;

G3 – Construções com estruturas portantes, no mesmo piso, parcialmente construídas por paredes de alvenaria parcialmente por pilares e paredes de betão armado. O caso mais frequente consiste em paredes de alvenaria ao longo do perímetro do edifício e estrutura interior em betão armado.

Quando a extensão da estrutura é significativa, também a secção “Outras Estruturas” deverá ser preenchida, indicando características da estrutura do edifício.

O carácter misto das estruturas verticais não é necessariamente um elemento de vulnerabilidade, mesmo que muitas vezes implique a falta de homogeneidade da resposta estrutural e possa levar à concentração de esforços que poderão causar danos locais.

Em geral não é fácil detetar visualmente a presença de paredes reforçadas nas paredes de alvenaria. Por vezes esta informação só poderá ser obtida diretamente dos proprietários ou dos técnicos locais. Intervenções de reforço são geralmente efetuadas durante trabalhos de reparação ou reabilitação em edifícios de alvenaria simples, mediante injeções não reforçadas (**H1**) ou reforçada (**H2**), ou através de encamisamento com painéis sanduíche de betão armado (**H2**) ou compósitos (**H2**). A utilização de alvenaria armada diretamente na fase de construção, com barras de aço horizontais e verticais (**H2**), não é comum no nosso país.

Mais difícil é avaliar acerca da qualidade da intervenção: não parece realista assumir sempre que a intervenção foi efetuada de forma adequada e por conseguinte classificar sempre alvenaria reforçada como alvenaria do tipo **II**. Se os inspetores estiverem aptos a verificar se a intervenção foi efetuada de forma correta, eles devem indicar a tipologia predominante nas colunas **D** e **E**, mesmo no caso da alvenaria original ser do tipo **I**.

4.2.2 Outras Estruturas

Em alternativa às estruturas de alvenaria, os seguintes tipos de estruturas podem ser indicadas:

- Estruturas porticadas em betão armado;
- Estruturas de paredes resistentes em betão armado;
- Estruturas porticadas em aço.

Outros tipos de estruturas (tais como estruturas de madeira) não estão incluídos no formulário, uma vez que não são comuns no nosso país. Quando estão presentes em conjunto com estruturas de alvenaria, podem ser identificadas como estruturas mistas na coluna **G**.

Para as três tipologias acima especificadas, as informações sobre a regularidade ou irregularidade do edifício são necessárias. Esta identificação deve ser indicada sinteticamente no campo **1** (regularidade em planta e em altura) e **2** (distribuição de painéis de enchimento) do formulário.

Para estes tipos de edifícios supõe-se que os pisos sejam rígidos no seu próprio plano. Irregularidades acidentais devem ser indicadas na Secção 9 do formulário (**Anexo B 14**). Estruturas que não se enquadram em qualquer das tipologias do formulário devem ser novamente indicadas na Secção 9.

De seguida serão dadas algumas informações adicionais sobre os campos descritos anteriormente.

4.2.2.1 Regularidade em planta e em altura

Sobre este campo os inspetores devem avaliar a presença de:

- Forma irregular em planta, por exemplos plantas que não são simétricas em relação a dois eixos ortogonais, tais como as formas de L, T, U, E, P, etc.;

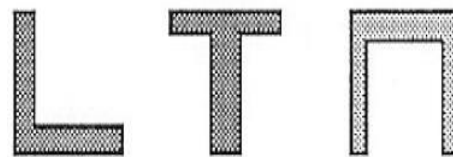


Figura 4.5- Plantas não simétricas (Baggio, et al., 2007).

- Forma irregular em altura, por exemplo, variações macroscópicas de superfície ($\pm 30\%$) em altura, com saliências ou recuos significativos;

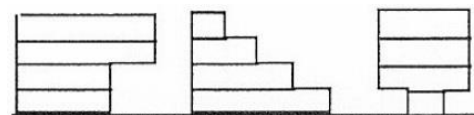


Figura 4.6- Formas irregulares em altura (Baggio, et al., 2007).

- Posição excêntrica da caixa das escadas e/ou do elevador no que diz respeito aos eixos de simetria em planta;

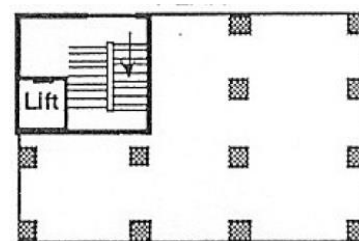


Figura 4.7- Posição da caixa de escadas em relação aos eixos de simetria (Baggio, et al., 2007).

- Irregularidades estruturais em planta: ausência de pórticos em ambas as direções principais da planta, distribuição assimétrica ou má dos pórticos, presença de cantos reentrantes (com projeção maior do que 20% da dimensão planimétrica do edifício naquela direção), distribuição excêntrica e não uniforme da carga permanente e da sobrecarga, etc.;

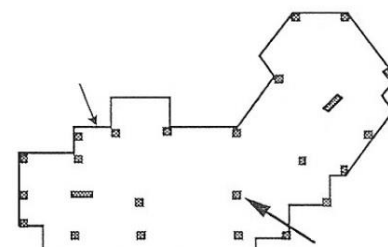


Figura 4.8- Irregularidade estrutural em planta (Baggio, et al., 2007).

- Irregularidades estruturais em altura: presença de lajes pesadas que descarregam em pilares esbeltos, a existência de pisos com cargas permanentes ou sobrecargas 50% do que as dos pisos adjacentes, etc.

4.2.2.2 Distribuição de painéis de enchimento

Neste campo o inspetor deve avaliar a presença de uma assimetria geral na distribuição dos painéis de enchimento e/ou a presença de condições de vulnerabilidade para os elementos não-estruturais, tais como:

- Painéis de enchimento em balanço para o exterior em relação à estrutura;
- Painéis de enchimento externos com aberturas muito assimétricas, por exemplo, com grandes aberturas no lado da rua e quase nenhuma abertura nos outros lados. Esta assimetria pode significar uma modificação da posição do centro de rigidez das estruturas que resistem às ações sísmicas nos diferentes pisos. Pode, dessa forma, resultar num aumento de excentricidade em relação ao centro de massa, induzindo efeitos de torção;
- Presença de pilares curtos, devido à presença de painéis de enchimento mais curtos do que a altura dos pórticos, por exemplo, devido à presença de janelas contínuas, ou devido a configurações estruturais irregulares tais como fundações em diferentes níveis, pisos em diferentes níveis, etc.



Figura 4.9- Distribuição de painéis de enchimento (Baggio, et al., 2007).



Figura 4.10 – Presença de pilar curto (Baggio, et al., 2007).

4.2.3 Telhados

Os telhados influenciam o comportamento sísmico de um edifício essencialmente através de dois fatores: o peso e os impulsos sobre as paredes que o suportam.

Em edifícios de alvenaria, a condição ideal é os telhados serem leves, rígidos, resistentes e bem conectados às paredes, isto é, telhados capazes de transmitir forças de inércia reduzidas (por serem ligeiros) e redistribuir as forças sísmicas entre as paredes paralelas às ações, e ao mesmo tempo, restringir eficientemente o derrubamento das paredes perpendiculares a estas para fora do seu plano.

Estas três condições, na prática, raramente são cumpridas ao mesmo tempo. Em edifícios antigos, os telhados frequentemente aplicam impulsos horizontais ortogonais às paredes que os

Telhado	
1	<input type="radio"/> Impulsiva e pesada
2	<input type="radio"/> Não impulsiva e pesada
3	<input type="radio"/> Impulsiva e leve
4	<input type="radio"/> Não impulsiva e leve

suportam, devido apenas às cargas verticais. Esta condição é agravada por forças sísmicas, tanto horizontais como verticais.

No formulário, dois parâmetros foram considerados essenciais: o peso e o carácter impulsivo ou não dos telhados. No seguimento, as principais consequências dessas duas características no comportamento estrutural são descritas resumidamente:

- Impulsiva e pesada: esta é certamente a pior condição, uma vez que a elevada massa induz forças sísmicas significativas, enquanto o efeito de impulsão facilita o colapso para fora do plano das paredes que suportam o telhado;
- Não impulsiva e pesada: em geral, um peso considerável está associado a pisos de betão armado ou tijolo que, de forma geral, garantem uma boa resistência e rigidez no seu próprio plano e são capazes de redistribuir as ações sísmicas pelas paredes, que são mais adequadas para resistir-lhes. Por outro lado, o excesso de peso pode induzir forças estáticas e dinâmicas, que podem exceder a resistência da alvenaria, especialmente no caso de alvenaria má qualidade;
- Impulsiva e leve: os riscos associados a esta condição estão essencialmente relacionados com o aumento do impulso horizontal sobre as paredes devido às ações sísmicas;
- Não impulsiva e leve: esta é a melhor condição, devido aos baixos valores das ações sísmicas e à ausência de quaisquer impulsos nas paredes. Esta condição seria ainda mais vantajosa se a estrutura do telhado tiver suficiente rigidez e resistência no plano, de forma a apresentar um comportamento global de conjunto.

De um ponto de vista operacional, as seguintes considerações são válidas. No que diz respeito ao peso, telhados de aço e madeira são geralmente considerados como leves, a menos que eles sejam revestidos com chapas pesadas ou telhas, por exemplo, feitas de pedra. Os telhados de betão armado são geralmente considerados como pesados.

No que diz respeito à impulsão, a presença e/ou a eficácia dos seguintes elementos deve ser considerada:

- ① Vigas de ligação;
- ② Parede interna;
- ③ Tirantes;
- ④ Viga rígida de cumeeira;
- ⑤ Treliça não implusiva.

Vários casos que podem ocorrer na prática estão descritos na Tabela do [Anexo B 13](#) (o campo ① irá indicar a presença do referido elemento). É importante notar que as classificações associadas aos esquemas estruturais indicados são apenas indicações que representam a condição

mais provável. Eles podem também ser úteis nos casos em que não é possível investigar em pormenor o sistema de restrição entre os vários componentes.

Note-se que, quando o telhado não é acessível, a secção "telhados" não deve ser preenchida e esta situação deve ser comunicada nas considerações finais.

4.3 Secção 4 do Formulário - Danos em elementos estruturais e medidas de intervenção de curto prazo implementadas

4.3.1 Grau e extensão de danos em componentes estruturais

Os danos que irão ser relatados neste subcapítulo são danos aparentes, ou seja, que podem ser observados nos componentes estruturais durante o levantamento, tendo ocorrido antes do sismo ou relacionado com ele.

As primeiras 4 linhas do formulário (Anexo B 14) relacionadas com este subcapítulo dizem respeito às componentes estruturais. A linha 5 refere-se a componentes não estruturais de

particular relevância (enchimentos e divisórias), que podem modificar a resistência e/ou a resposta da estrutura, principalmente em pórticos. A linha 6 diz respeito ao registo de danos em todo o edifício, antes da ocorrência do sismo. As colunas permitem diferenciar os graus dos danos e a extensão.

Nível de Extensão Elementos estruturais Danos pré-existentes		DANOS									
		D4-D5 Severos			D2-D3 Médios-Graves			D1 Leves			Nenhum
		>2/3	1/3-2/3	<1/3	>2/3	1/3-2/3	<1/3	>2/3	1/3-2/3	<1/3	
		A	B	C	D	E	F	G	H	I	
1	Estruturas Verticais	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	
2	Pisos	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	Escadas	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4	Cobertura	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5	Enchimentos-divisórias	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6	Danos pré-existentes	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

A classificação dos danos é simplesmente, basta fazer a verificação dos quadrados da tabela do formulário relevantes para o caso em estudo, com as seguintes considerações:

- Cada quadrado corresponde a um determinado grau de danos e a uma determinada extensão do seu grau de dano;
- Toda a lista de componentes deve ser considerada de forma explícita (linhas 1-5): Se nenhum dano é notado nas 5 linhas, apenas a opção “nulo” deve ser escolhida. Se algum dano for observado, deve ser escolhida a opção correspondente. Não é permitido que o inspetor deixe linhas da tabela de danos por preencher, a menos que a componente analisada do edifício não esteja presente como opção no formulário.

- Nas linhas de 1 a 5, devem ser descritas as alterações visíveis no que diz respeito à condição original ideal do edifício. Na linha 6, devem ser descritos os danos pré-existentes ou presumivelmente existentes, em termos globais, antes da ocorrência do sismo.

A extensão dos danos tem de ser estimada para cada componente separadamente e com referência a todo o edifício. Isto significa que, para cada componente, o inspetor tem de:

- Avaliar a percentagem do edifício afetada por cada um dos três graus de danos. Para este objetivo, é necessário ajustar adequadamente a extensão relativa de dano em cada andar, (número relativo ou superficial dos componentes danificados em cada andar) e o número de pisos danificados. Deve ser também notado que, se um dos três graus de dano não está presente para um dado componente, nenhuma das extensões correspondentes serão verificadas.
- Estimar a extensão relativa a ser atribuída a cada grau de dano. Por exemplo, quando, num edifício de alvenaria de três andares, o grau de danos “D2-D3 médio-severo” é de apenas 60% nas paredes do primeiro andar, a extensão do grau de dano D2-D3, para todo o edifício deve ser calculado desta forma, $60\% \times 1/3 = 20\%$ e, portanto, a extensão de danos será classificar como $<1/3$ (linha 1, coluna F).

Da mesma forma, num prédio de três andares de betão armado, quando apenas 90% das ligações do primeiro piso são afetadas e são do grau de danos “D3”, a extensão relativa seria calculada da seguinte forma, $90\% \times 1/3 = 30\%$ e, portanto, $< 1/3$.

Para cada componente, a soma das extensões de danos relativas não deve ser maior do que 1. Não é permitido, por exemplo, associar extensões de danos $> 2/3$ tanto a “D1” como também a “D2-D3”.

Quando numa componente a soma das extensões relativas é inferior a 1, significa que num local do edifício a componente não sofre qualquer dano. Por exemplo, se na linha 1, a extensão for $<1/3$ tanto para “D1” como para “D2-D3” e nenhuma extensão associada ao dano de grau “D4-D5”, significa que pelo menos $1/3$ das paredes do edifício não sofreu qualquer dano.

No caso dos pisos, a extensão relativa pode ser avaliada considerando a relação entre o número de andares (abobadados ou simples) e o número total de andares do edifício apresentar o nível de dano considerado.

No caso das escadas, a referência pode ser o número total de lances de escadas, incluindo patamares.

No caso das coberturas, pode ser feita referência à extensão da superfície do telhado danificada de acordo com área total da cobertura, ou para o número de componentes de suporte (referido neste caso, para o número total de componentes de suporte).

No caso dos danos pré-existentes (linha 6), a extensão de danos deve ser avaliada de acordo com os mesmos princípios, com a única diferença que a extensão refere-se a todo o edifício e, por conseguinte, para todos os componentes de construção. A avaliação dos danos é feita com base num julgamento objetivo do inspetor, representando razoavelmente o estado geral de danos antes da ocorrência do sismo.

A definição dos graus de danos observados foram baseados no “*European Macroseismic Scale 1998*” (EMS98) de *Cahier du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie* integrado com as especificações adicionais introduzidas no passado pelo “*Fiel Manual for the completion of the building vulnerability GNDT form*” elaborado por *Litografia della Giuna Regionale* em 1986 e pelo “*Seismic Risk of Public Buildings*” elaborado pela *Tipografia Moderna* em 1993.

A escala EMS98 inclui seis graus de danos possíveis (de D0-nenhum dano à D5- destruição) referente a todo o edifício, com base no nível e na extensão dos danos estruturais e não estruturais do edifício. No entanto este formulário inclui a classificação dos danos e da sua extensão para cada componente estrutural (Secção 4), e a presença de danos em componentes não estruturais (Secção 5), para 3 níveis de danos, uma vez que para este caso mais níveis de dano seriam desnecessários.

D1 Danos Leves: é o tipo de dano que não afetou significativamente a capacidade da estrutura e não põe em risco a segurança dos utilizadores, não existe o risco de queda de elementos não estruturais. O dano é ligeiro quando a queda de objetos pode imediatamente ser evitada.

Alvenaria: Fendas de largura ≤ 1 mm, não importa a sua distribuição nas paredes de alvenaria e nos pisos, sem expulsão de material, com separações limitadas ou deslocações pequenas (≤ 1 mm) entre partes da estruturas, por exemplo, entre paredes e pisos, entre paredes e escadas, ou entre paredes ortogonais. Ligeiros desaprumos não associados a fenómenos provocados pelos sismos, se estiverem presentes tem de ser pré-existentes e não influenciam a capacidade estrutural. Danos limitados aos telhados mais flexíveis (de madeira ou de aço) com consequente queda de algumas telhas nos cantos. Queda de pequenas porções de argamassa ou estuque degradados, não ligados à alvenaria.

Betão armado: Ligeiras fissuras nas vigas (até 1 mm), de forma generalizada, mas não verticais, fendas ($< 0,5$ mm) em pilares ou em divisórias. Fissuras até 2 mm devido à separação das paredes de enchimento das estruturas, pequenas fendas diagonais no enchimento (< 1 mm).

D2-D3 Danos médios-severos: É um dano que altera significativamente a capacidade da estrutura, sem ficar próximo do limite de colapso parcial dos principais componentes estruturais. Possível queda de objetos não estruturais.

Alvenaria: Fendas mais graves do que as referidas em D1, alguns mm de largura (até cerca de 1 cm) ou mais larga em locais perto de aberturas, com remoção de material, com sintomas de fissuras por esmagamento, separações significativas entre pisos e/ou escadas e paredes, e entre as paredes ortogonais, alguns colapsos parciais nas vigas secundárias dos andares. Fendas de alguns mm nas abóbadas e/ou com sintomas de esmagamento. Nos telhados de madeira ou aço com revestimento em telhas, os danos aparecem em vigas secundárias e caem porções significativas das telhas da cobertura. São visíveis desaprumos provocados pelo sismo, mas em nenhum caso ocorrem danos superiores a 1%.

Betão armado: Fendas de flexão até 4-5 mm em vigas, fendas nos pilares e nas paredes sujeitas às tensões de corte até 2-3 mm, início de encurvadura nos varões de aço dos pilares, com fragmentação do recobrimento do betão, residual apenas perceptível quando desaprumado. Fissuras evidentes (> 2 mm) nas paredes de enchimento, devido à separação à estrutura, fendas diagonais de alguns milímetros, evidente esmagamento nos cantos que se encontram em contacto com as estruturas de suporte, por vezes, com remoção localizada do material.

D4-D5 Danos Graves: É um dano que modifica significativamente a capacidade da estrutura, aproximando-a do limite de colapso parcial ou total dos principais componentes estruturais. Este estado é caracterizado por danos mais graves do que os anteriores, incluindo o colapso.

4.3.2 Construções de Alvenaria

As tipologias de alvenaria utilizadas em Itália podem diferir significativamente (ver Secção 3) tanto no que diz respeito aos materiais constituintes (unidades e argamassa) e da disposição. É importante ter em conta estes elementos ao associar o dano aparente (por exemplo tipo de fenda e largura) ao nível de risco estrutural.

As indicações dadas a seguir devem ser consideradas apenas como indicativos e válidos para os tipos de alvenaria em que a capacidade de dissipação de energia está relacionada principalmente a fenómenos de atrito, o que garante um determinado nível de capacidade, mesmo depois de razoáveis fendas: por exemplo, alvenaria constituída por unidades sólidas, bem ou mais ou menos bem aparelhado, com cal ou argamassa mista.

Alvenaria constituída por unidades ocas, mesmo com argamassa de muito boa qualidade pode ter capacidade residual mais reduzida, após terem ocorrido fissuras. Alvenaria de pedra bruta normalmente fica danificada mais facilmente, e muitas vezes tem significantes danos pré-existente. Para níveis de danos moderados este tipo de alvenaria não sofre reduções significativas das capacidades. Por outro lado, quando os danos tornam-se mais graves, poderão ter comportamentos frágeis, com perda súbita de geometria e, conseqüentemente, de resistência e capacidade de suporte a cargas verticais.

Mais cuidados se deve ter quando se analisam os danos ocorridos em edifícios que sofreram grandes intervenções de reparação antes da ocorrência do sismo, tais como injeções ou reforço do reboco. Em tais casos, e especialmente para o reboco reforçado em alvenaria de má qualidade, as fendas visíveis na superfície das paredes rebocadas pode corresponder a uma descontinuidade interna generalizada da parede, com a subsequente separação da antiga alvenaria a quando da reparação.

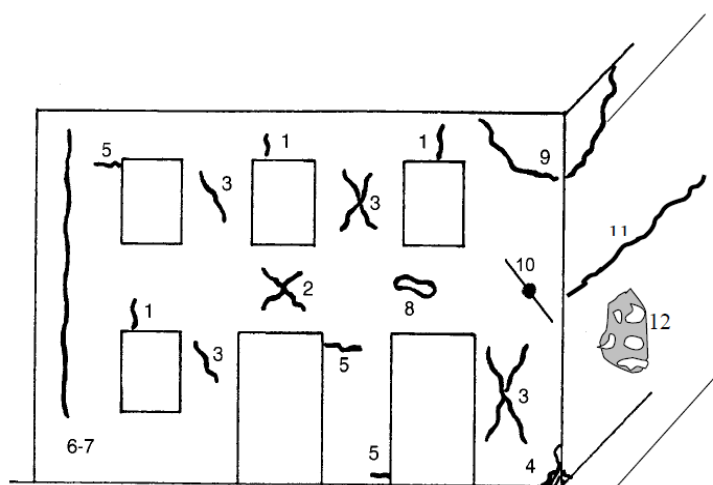


Figura 4.11- Esquema de referência de fissuras em alvenarias (Baggio, et al., 2007).

- 1: Fendas quase verticais nos lintéis de aberturas;
- 2: Fendas diagonais nas vigas (parapeitos de janelas, lintéis);
- 3: Fendas diagonais em elementos verticais (nembos de alvenaria);
- 4: Esmagamento local na alvenaria com ou sem expulsão de material;
- 5: Fendas quase horizontais na parte superior e/ou na base dos nembos de alvenaria.
- 6: Fendas quase verticais nas ligações entre paredes;
- 7: Semelhante ao 6, mas com fenda em toda a espessura;
- 8: Expulsão de material nos lintéis devido a pancadas em elementos adjacentes.
- 9: Formação de uma cunha localizada na intersecção de duas paredes ortogonais.
- 10: Falha do tirante ou perda de aderência;
- 11: Fendas horizontais ao nível dos pisos;

12: Separação de um dos panos de uma parede dupla.

4.3.2.1 Nível D0 – Sem danos

Fendas no reboco devido à retração ou a danos ocorridos no passado, reparados e não reativados, podem estar associados a este grau de dano.

4.3.2.2 Nível D1 – Danos leves

4.3.2.2.1 Alvenaria

De seguida serão feitas referências a fissuras em paredes de alvenaria e não apenas em rebocos.

As pequenas fendas de flexão na parte superior ou na base dos nembos de alvenaria (tipo 5 \leq 1 mm) e nos cantos de aberturas ou nos lintéis das portas e janelas (tipo 1 \leq 1 mm, **Figura 4.12**- Fendas verticais no lintel entre as duas aberturas (tipo 1) e ao longo da parede transversal à esquerda (tipo 6). Grau de dano: D1.) o primeiro tipo pode ser um sintoma de um temporária e ligeira ultrapassagem da resistência à tração da alvenaria nas áreas de maior tensão. O aparecimento destas fissuras é muitas vezes devido à concentração de tensões nos cantos das aberturas.



Figura 4.12- Fendas verticais do tipo 1 e do tipo 6. Grau de dano: D1. (Tortora, CS, 1998).



Figura 4.13- Fissuras verticais do tipo 1 e do tipo 2. Grau de dano: D1. (Correggio, RE, 1996).

As pequenas fissuras nos lintéis podem também ser causadas pelo comportamento do arco e por se ter excedido a resistência à tração na parede sob o arco (**Figura 4.13**- Fissuras verticais (tipo 1) e diagonais (tipo 2) num lintel de abertura. Foram colocados escoramentos. Grau de dano: D1).

Em todos os casos é necessário avaliar se a zona de alvenaria por baixo do arco é suficientemente estável, caso contrário, é necessário inserir um escoramento de precaução na abertura.

Se as fissuras começarem a partir da base do lintel e se estenderem ao longo de toda a altura da viga e estiverem também presentes fissuras semelhantes nos andares superiores, então é um sintoma provável de um mecanismo diferente, não localizado, que pode ser o prenúncio da separação de todos os lintéis do edifício.

Se as aberturas forem pequenas e não houver evidência de danos no solo, pode-se inferir que a capacidade de suporte da fundação não foi significativamente alterada, especialmente se houver elementos de ligação presentes em todos os andares (asnas ou tirantes).

Fendas diagonais (devido à tensão de corte) em pilares de alvenaria e nos lintéis das vigas (tipo 2 e 3 ≤ 1 mm). Este tipo de fissuras indicam que a resistência ao corte foi excedida, mas os danos observados encontram-se limitados o que indica que as forças de atrito entre os elementos não mudaram significativamente, de modo a comprometer a capacidade de suporte original.

Fissuras pequenas devidas ao esmagamento (tipo 4) (difícilmente perceptíveis, e em qualquer caso <1 mm). Estas fissuras são devidas ao esmagamento localizado da alvenaria com desintegração da argamassa e/ou pedra ou tijolo, sem expulsão de material. Estes tipos de danos podem indicar que a resistência à compressão da alvenaria foi excedida localmente, e pode ter sido facilitada devido à deterioração e/ou falta de confinamento, que são típicos dos cantos. Este tipo de dano deve ser avaliado com extremo cuidado, uma vez que os danos podem ser considerados como um ligeiro sintoma e serem deste tipo de grau de danos, ou serem classificados como danos mais graves e pertencerem a outro grau de danos.

Obviamente devem ser tomados os devidos cuidados para que o diagnóstico seja o mais correto, uma vez que modos de rotura diferentes poderão induzir sintomas semelhantes, como por exemplo, a expulsão de reboco devido a efeitos combinados de humidade e vibrações (p.e., devidas ao tráfego). Nestes casos é possível remover localmente o reboco, para ser possível inspecionar a alvenaria.

Fissuras devidas à separação das paredes, nas intersecções de paredes (tipo 6 - não extensas e tipo 7 – extensas com largura menor do que 1 mm, Figura 4.12).

Este tipo de fissuras indica perda de ligação entre paredes ortogonais, especialmente as mais extensas (Figura

4.14- Fendas verticais ao longo de duas paredes ortogonais

(tipo 6). Grau de danos: D1). No grau de dano **D1** o modo de rotura acontece apenas no início. Às vezes, pode ser atribuída a uma reativação de uma condição de danos pré-existente. Por isso, pode-



Figura 4.14- Fendas verticais ao longo de duas paredes ortogonais (tipo 6). Grau de danos: D1 (Tortora CS, 1998).

se concluir que a capacidade inicial não mudou substancialmente e os danos podem ser classificados como leves. Deve ser dado um cuidado especial quando existe a presença de restrições eficazes entre paredes e pisos e/ou telhado. Quando estas restrições não estão presentes, a falta de ligação pode criar paredes isoladas altas e esbeltas susceptíveis de tombarem ou de colapsarem devido a forças ortogonais. Esta situação deve ser devidamente indicada nas notas.

Fissuras do tipo **8** são geralmente devidas à pressão localizada de vigas de madeira, suportes, etc. Se o dano da parede é pouco perceptível, pode presumir-se que as condições de fronteira, nem a capacidade da alvenaria (que obviamente não devem estar desaprumadas devido a este modo de rotura) foram significativamente alteradas.

Fissuras do tipo **9** podem ser observadas algumas vezes na parte superior dos edifícios, especialmente quando não existem ligações apropriadas (asnas, tirantes, anéis de confinamento, nós). O mecanismo ativo geralmente consiste no deslizamento de uma "cunha" da parede provocada por forças horizontais, que não resiste adequadamente a restrições.

A fissura pode estender-se para pisos mais baixos onde não existem ligações eficazes.

Se a fenda é muito localizada e as fissuras não são grandes, pode ser considerada como não perigosa, mesmo no caso de outros choques de intensidade similar que tenham danificado o edifício. Em qualquer caso, esta anomalia deve ser indicada nas notas, de modo que a evolução destas anomalias possa ser acompanhada em futuras inspeções.

O tipo de danos **10** são danos leves em tirantes, em que o alongamento dos tirantes ou mesmo a deformação permanente nas zonas de ancoragem (placas, calços, debaixo de alvenaria), indicam que existe tensão excessiva na componente estrutural, que induz deformações plásticas. Quando não existe nenhum colapso local e quando a deformação plástica não é muito relevante, a estrutura embora deformada pode apresentar uma configuração considerada estável.

Os edifícios antigos que estejam visivelmente desaprumados mas demonstrem estarem estabilizados e o dano não seja reativado pelo sismo (**Figura 4.15** - Desaprumo pré-existente em edifício na zona histórica. Grau de danos pré-existentes do edifício: D1), o desaprumo poderá não ser considerado influente para a segurança, uma vez que os edifícios encontram-se globalmente em equilíbrio estático consolidado.

Obviamente que quando o desaprumo é significativo a estabilidade de toda a construção deve ser considerada. Deve ser efetuada uma avaliação do dano, de modo a confirmar se o dano é importante ou não para a segurança. Por exemplo, é necessário distinguir a causa do desaprumo, a partir dos indícios causadores da deterioração da parede de alvenaria.

Em qualquer dos casos, o risco estrutural associado ao desaprumo da parede é condicionado pela eficácia da ligação entre a parede e piso.

As fendas horizontais (tipo 11) na ligação entre as paredes e os pavimentos, com deslocamentos muito limitados (cerca de 1 mm) indicam o início de deslizamento na interface entre a alvenaria e o piso ou o teto (Figura 4.16- Fendas verticais e separação do edifício adjacente (tipo 7); Fendas diagonais e horizontais (tipo 3) ao nível do piso (tipo 11); Colapso parcial da cobertura e das paredes que suportavam a cobertura. Grau de dano: D2-D3 das estruturais verticais dos pisos inferiores; D4-D5 dos pisos superiores e cobertura, só visível ao nível do piso. Figura 4.17- Fendas generalizadas verticais (tipo 1) e diagonais (tipo 3); Grande parte de fissuras horizontais ao nível do sótão. Grau de danos das paredes: D3 associado a toda a parede, ao nível do sótão).



Figura 4.15- Desaprumo pré-existente. Grau de danos pré-existent do edifício: D1 (Baggio, et al., 2007).



Figura 4.16- Fendas verticais do tipo 7; Fendas diagonais e horizontais do tipo 3 e tipo 11 (Busche, PG, 1998).



Figura 4.17- Fendas generalizadas do tipo 1 e do tipo 3 (Busche, PG, 1998).

4.3.2.2.2 Pisos

As pequenas fissuras paralelas à direção dos vãos são muitas vezes devidas ao diferencial de flexão entre as vigotas. Um fenómeno "fisiológico" que ocorre nos pavimentos flexíveis quando sujeitos a cargas verticais (especialmente em pavimentos de aço), este fenómeno ocorre mais facilmente devido à descontinuidade entre vigotas e tijolos, o que provoca danos na argamassa no teto do piso inferior. Este modo de rotura não reduz a resistência da estrutura.

Raramente pode também acontecer que este modo de rotura seja causado por forças de tração ortogonais às vigotas, geradas por forças de ligação exercidas entre duas paredes e o piso. Neste caso, as fendas podem indicar uma modificação do projeto inicial, mas as fendas também devem ser visíveis no exterior do arco (a menos que haja um acabamento de tipo elástico no piso, por exemplo em borracha ou em madeira).

Por vezes, pisos excessivamente flexíveis (por exemplo, em pavimentos de madeira ou de aço) também podem induzir pequenas fissuras do reboco no exterior dos arcos ortogonais à direção das vigotas.

Verifica-se a ausência de deslocamentos substanciais nas vigas de suporte.

4.3.2.2.3 Abóbadas e arcos

Em muitos tipos de abóbadas e arcos de alvenaria surgem pequenas fissuras fisiológicas, especialmente nas abóbadas de claustros ou em abóbadas nervuradas de pequena espessura. A presença de tirantes, contrafortes ou paredes maciças tendem a estabilizar a estrutura mas não eliminam completamente esses efeitos.

Quando as fissuras são visíveis no fecho ou nas aduelas dos arcos, significa geralmente que é devida a uma excentricidade maior do que aquela que a secção suporta quando está totalmente comprimida.

Fendas cuja abertura é pequena em comparação com a espessura podem indicar que a excentricidade não é muito significativa e que a estrutura atingiu uma configuração satisfatória. Na avaliação de risco é adequado contabilizar ambas, tanto para o comprimento das fissuras, com respeito às dimensões do elemento, e o número e posição das próprias fissuras.

4.3.2.2.4 Escadas

As fissuras em escadas encastradas nas paredes em pedra, madeira ou em aço apresentam fissuras até 1 mm na secção fixa da alvenaria. No caso das escadas abobadas em alvenaria surgem fissuras até 1 mm de forma generalizada.

4.3.2.2.5 Telhados de estrutura de madeira ou aço, com cobertura em telha

Coberturas de madeira ou em aço são geralmente mais flexíveis do que as de betão armado.

Se a cobertura do telhado é feita de telhas, estas podem facilmente desligarem-se devido a vibrações verticais, podendo as telhas internas deslizar e cair pela bordadura dos telhados inclinados.

Se estes fenómenos estiverem limitados e a estrutura estiver substancialmente intacta, apesar do dano estar limitado à funcionalidade dos telhados, pode ser importante para a segurança das áreas inferiores.

Se o inspetor tiver percepção de perigo para o público, ele deve indicar nas medidas de intervenção imediatas a remoção dos componentes perigosos ou o posicionamento de barreiras.

4.3.2.3 Nível D2 – D3 - Danos médios

4.3.2.3.1 Alvenaria

As fendas de flexão na base ou no topo de pilares de alvenaria e nos lintéis de portas e janelas (tipo **1** e **5**), com aberturas entre 1 a 1,5 cm, podem indicar uma separação significativa entre os pilares e os lintéis das vigas (**Figura 4.17**). Principalmente para as fendas do tipo **5**, se a extensão da fenda for relevante, é razoável presumir que em caso de réplicas o edifício possa alcançar um grau de dano maior. Para fendas do tipo **1**, quando o dano é localizado e podem ser aplicados escoramentos na abertura, o risco estrutural pode ser considerado baixo após medidas de intervenção.

Pelo contrário, se se acredita que muitos dos lintéis das vigas já não são capazes de restringir os pilares de alvenaria e por isso a configuração estática foi alterada significativamente, dever-se-á considerar risco estrutural elevado. Neste caso, provavelmente, também serão observadas fissuras do tipo 5 na base das paredes mais finas.

Fissuras de corte diagonais em pilares de alvenaria ou nas alas frontais de vigas (tipo **2** e **3** > 2 mm, até 1 cm) são devidas geralmente à ativação de um mecanismo de resistência ao corte que produzem deslocamentos visíveis (**Figura 4.18**- Fendas diagonais nos pilares do segundo piso do edifício (tipo 3), ligadas com as fissuras horizontais (tipo 1); Pode ser notada à direita uma grande fenda na alvenaria, com mais de 10 cm. Grau de dano: D4 e **Figura 4.19**- Fendas diagonais (tipo 3) em pilar de alvenaria, com deslocamento da base. Grau de dano: D3, não muito longe de D4.).

Em caso de deslocamentos ligeiros e danos em extensão limitados, o risco estrutural pode ser considerado baixo, caso contrário deverá ser considerado alto.



Figura 4.18- Fendas diagonais nos pilares do tipo 3, ligadas com as fissuras do tipo 1; Grau de dano: D4 (Baggio, et al., 2007).



Figura 4.19- Fendas diagonais do tipo 3. Grau de dano: D3, não muito longe de D4. (Fabriano, 1997).

Na parte direita da **Figura 4.18**, as fissuras de corte no canto não estão longe do colapso parcial.

Por vezes este tipo de fissuras revela a ativação de um mecanismo complexo, incluindo, deformações para fora do plano dos painéis da parede. Em tais casos, será visível um abaulamento, demonstrando um elevado risco de possíveis desmoronamentos parciais.

As fendas de leve/média largura do tipo **4** podem ser uma evidência de falhas por esmagamento. O comportamento da alvenaria no que diz respeito a este mecanismo de dano é geralmente bastante frágil, especialmente para alvenaria de tijolo maciço e ainda mais para a alvenaria de tijolo furado. Assim, este tipo de dano deve ser avaliado com muito cuidado. A sua gravidade depende da tipologia e geometria da parede e da extensão dos danos, que indicam uma maior ou menor capacidade vertical de suporte. Se ocorreu uma forte concentração de tensões verticais (por exemplo, devido à presença de aberturas que reduzem a resistência da secção), o risco estrutural pode ser considerado elevado especialmente em edifícios de altura significativa e de alvenaria bastante degradada.

Fendas verticais em cantos de paredes, da ordem de 2-5 mm quando atravessam de um lado ao outro (tipo **7**, **Figura 4.20-** Fenda vertical com separação das paredes ortogonais (tipo 7). Grau de dano: D2-D3, **Figura 4.21-** Fendas interiores com separação das paredes ortogonais nos cantos (tipo 7). Grau de dano: D2-D3 e **Figura 4.22-** Fendas verticais com separação das paredes ortogonais (tipo 7). Grau de danos: D3 não muito longe de D4.) ou ligeiramente maiores e não atravessam de um lado ao outro (tipo **6**), provam que o modo de rotura caracterizado por perda de conexão entre as paredes ortogonais foi claramente ativado e que o regime estático original da construção certamente mudou.



Figura 4.20- Fenda vertical do tipo 7. Grau de dano: D2-D3 (Tortora, CS, 1998).



Figura 4.21- Fendas interiores do tipo 7. Grau de dano: D2-D3 (Tortora, CS, 1998).

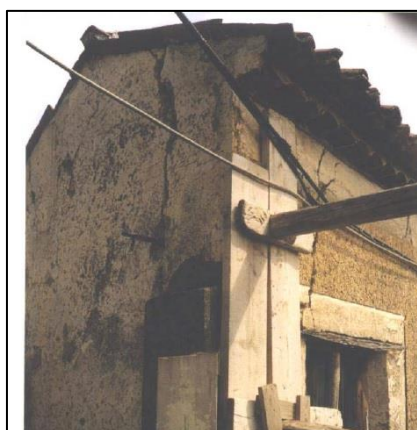


Figura 4.22- Fendas verticais do tipo 7. Grau de danos: D3 não muito longe de D4.

Nestes casos, a avaliação de risco estrutural merece grande atenção. No caso de fendas de pequena largura e quando é possível contar com uma restrição efetiva (capaz de impedir roturas para fora do plano) ao nível dos pisos e dos tetos, o risco estrutural pode ser considerado baixo ou muito baixo depois de medidas de intervenção. Caso contrário, deverá ser considerado elevado risco estrutural. Esta situação exige medidas de intervenção imediatas, caso envolva a segurança pública num possível colapso.

Fendas do tipo **8** devem ser consideradas como média/grave, se houver uma modificação dos componentes em condições limites que podem induzir a pressões localizadas, ou se houver uma redução da capacidade de suporte da alvenaria associada a desaprumos causados por efeitos de esmagamento.

Fendas do tipo **9** com este grau de dano têm uma extensão de tal modo que é possível detetar claramente a cunha da estrutura de alvenaria que tende a separar-se (**Figura 4.23-** Fendas com separação dos cantos do sótão (tipo 9). Grau de danos: D2-D3). Quando há deslocamentos evidentes que indicam o deslizamento da cunha o risco estrutural deve ser considerado elevado. Se

os deslocamentos são apenas perceptíveis, o risco estrutural pode ser considerado baixo após medidas de intervenção (de apoio ou suporte).



Figura 4.23- Fendas do tipo 9. Grau de danos: D2-D3. (Cerqueto, PG, 1998).



Figura 4.24- Fendas do tipo 12 e do tipo 3, com espessura de alguns cm. Grau de dano: D4. (Busche, PG, 1996).

Casos isolados de falha de tirantes ou perda de ligação (tipo **10**) afetam áreas localizadas da estrutura, com ligeiros desaprumos associados. Se a falha for causada por um evento sísmico existe claramente uma modificação significativa da configuração estática o que conduz a uma avaliação de risco estrutural elevado. A severidade dos danos pode em qualquer caso não estar relacionada com o tirante, mas sim com as consequências da falha do tirante sobre a estrutura de alvenaria.

Evidências de desaprumos não pré-existente, mas devido a evento sísmico, são geralmente associadas a fissuras do tipo **6** ou **7**, com possível separação entre paredes e pisos. O risco estrutural é geralmente elevado.

O desaprumo deve ser menor que 1% e medidas de intervenção de curto prazo devem ser providenciadas. Quando o desaprumo indica o abaulamento da alvenaria, deve ser dada atenção à tipologia da alvenaria: se for parede de alvenaria dupla (ver Secção 3) é possível que tenham ocorrido uma significativa separação entre os dois panos de alvenaria, o que pode até indicar um iminente colapso parcial. Nestes casos os danos são definitivamente graves e tornam-se visíveis fendas do tipo **12** (na **Figura 4.24-** Colapso parcial de alvenaria perto de antigas aberturas, devido à separação generalizada das paredes exteriores (tipo 12); À direita, pode ser observada uma fenda diagonal severa (tipo 3), com espessura de alguns cm. Grau de dano: D4. é mostrado um dano muito grave e generalizado).

Fendas do tipo **11** com deslocamentos de alguns milímetros indicam um deslizamento mais ou menos grave entre o piso e a zona por baixo da alvenaria (neste grau de danos, o dano é intermediário do início do deslizamento, apenas visível na **Figura 4.16** e **Figura 4.17** e deslocamento evidente na **Figura 4.25-** Deslizamento severo ao nível das vigas de ligação do sótão, devido ao impulso da cobertura de betão armado (tipo 12; Está presente na parede exterior paralelamente oposta uma mesma fenda simétrica); Fenda no canto (tipo 9). Grau de dano: D4-D5). Muitas vezes

este modo de rotura está localizado ao nível do sótão. Em certos casos, se o deslocamento for mais do que poucos milímetros (2-3) e for causado por impulsos do telhado, é possível haver que haja risco estrutural elevado, devido à combinação de efeitos, da vulnerabilidade do telhado (impulsos) e a modificação provocada pelo deslizamento.



Figura 4.25- Fendas do tipo 12; Fenda no canto do tipo 9. Grau de dano: D4-D5. (Busche, PG, 1998).



Figura 4.26- Grau de dano da estrutura horizontal: D2-D3. (Treia, 1998).

4.3.2.3.2 Pisos

No grau de dano **D2-D3**, os pisos mostram uma separação bem definida a partir das estruturas de apoio (**Figura 4.26-** Separação do pavimento de madeira da parede de alvenaria. É também evidente o deslizamento da viga (vista de baixo). Grau de dano da estrutura horizontal: D2-D3), geralmente relacionados com modos de rotura relacionados com desaprumos das paredes de alvenaria, incluindo muitas vezes o deslizamento das vigas na ordem de um centímetro.

Geralmente o suporte da viga de fundação das paredes exteriores não é comprometido. É possível observar danos relevantes nos acabamentos dos pavimentos e nas vigas secundárias quando existem (pisos de madeira ou aço). Podem ocorrer algumas falhas nas vigas secundárias ou terciárias (pisos de madeira).

Se for essencial que o pavimento não sofra quaisquer danos, mesmo que ocorra ligeiro deslizamento, o risco estrutural deverá apenas ser associado aos danos causados a estruturas verticais. Caso contrário, se o pavimento for danificado, o risco estrutural pode ser considerado elevado, ou baixo depois de tomadas medidas de intervenção, independentemente dos danos nas paredes de alvenaria. Neste caso, o risco pode dizer respeito apenas a uma parte limitada do edifício.

4.3.2.3.3 Abóbadas de arcos

Fendas de largura e profundidade significativas tanto no fecho como nas aduelas de arco, especialmente se estiverem associadas a deslocamentos significativos, podem indicar que o risco estrutural é alto. Em ambos os casos a redução da secção resistente produz concentrações de

tensões significativas (Figura 4.27- Fendas no tijolo das abóbadas de ligação com tirantes. Grau de dano das estruturas horizontais: D2-D3 e Figura 4.28- Fendas longitudinais no pedra de fecho da abóbada cruz e separação da empena. Grau de dano das estruturas horizontais: D2-D3).



Figura 4.27- Grau de dano das estruturas horizontais: D2-D3. (Correggio, 1996).



Figura 4.28- Grau de dano das estruturas horizontais: D2-D3. (Correggio, 1996).

Em qualquer caso, é necessário avaliar a importância da abóbada no comportamento global da estrutura: abóbadas de pequena espessura, geralmente utilizadas como tetos falsos, desempenham um papel insignificante no comportamento global, sendo no entanto uma fonte de risco para os utilizadores ou habitantes da estrutura. Os tetos abobadados mais importantes podem interagir com as estruturas verticais e nesses casos, os danos nas abóbadas podem ser mais perigosos e ser uma fonte de risco para todo o edifício.

Neste grau de danos pode ocorrer uma clara separação em relação às paredes de alvenaria, geralmente devido a modos de rotura por desaprumos e facilitados por impulsos das abóbadas (Figura 4.28).

4.3.2.3.4 Escadas

Danos mais graves do que o grau anterior D1, mas sem qualquer colapso significativo.

No caso de escadas de alvenaria abobadadas, podem ocorrer fendas semelhantes aos descritos para as abóbadas, enquanto que no caso de outros tipos de escadas é possível referir para a classificação de danos dos pavimentos.

4.3.2.3.5 Telhados de estrutura de madeira ou aço, com cobertura em telha.

As considerações gerais sobre os modos de rotura discutidos para o grau de dano D1 ainda se mantêm.

No grau de dano **D2-D3** é possível observar danos nas vigas secundárias e deslocamentos significativos nos apoios das vigas (vigas de madeira ou aço), fissuras localizadas nas vigas secundárias e/ou queda de uma quantidade significativa de telhas em relação à quantidade total (por exemplo da ordem de 20%). A avaliação de risco estrutural será em geral alto se ocorrerem colapsos importantes. Se a queda de telhas ocorrer numa única área localizada e forem tomadas medidas de intervenção o risco estrutural pode ser considerado baixo. No caso de telhados de betão armado com asnas e lajes, os modos de rotura acabados de descrever não ocorrem. No entanto podem ocorrer deslizamentos entre as paredes e o telhado de alvenaria. Neste caso, o risco estrutural vai ser alto ou baixo após medidas de intervenção (ver também fendas em alvenaria do tipo **11**), dependendo da importância do fenómeno e suas possíveis consequências nas ligações das paredes.

4.3.2.3.6 Coberturas em betão armado

No caso de telhados construídos em betão armado ou vigotas pré-fabricadas, mas sem qualquer laje, o inspetor tem de averiguar eficazmente a presença de asnas e as configurações dos impulsos. Asnas descontínuas ou asnas incapazes de eliminar os impulsos podem induzir deslizamentos significativos no telhado em relação às paredes de alvenaria, e consequentemente induzir risco estrutural elevado. Asnas contínuas associadas a telhados sem impulsos e sem laje, podem evitar roturas globais, mas em geral são incapazes de impedir roturas locais nos tijolos, com consequentes riscos localizados.

4.3.2.3.7 Paredes divisórias e outros elementos não estruturais

Os colapsos parciais e respetivas consequências podem indicar risco estrutural alto, ou baixo após medidas de intervenção, dependendo da extensão e da posição dos danos.

4.3.2.4 Nível D4 – D5 - Danos severos e/ou colapso

Os danos nos elementos estruturais são mais graves do que na série anterior (D2-D3), com expulsão de uma quantidade significativa de material estrutural e/ou colapso localizado de paredes estruturais e em cantos de paredes.

Na [Figura 4.29](#) é visível a fachada de um edifício à beira do colapso (tipo **7**), na [Figura 4.30](#) e [Figura 4.31](#) são visíveis fendas diagonais muito graves. Na [Figura 4.32](#) ocorreu de forma marcante a separação entre o piso e paredes, na [Figura 4.25](#) são visíveis deslocamentos perigosos do tipo **11**, e na [Figura 4.33](#)- Desaprumo (aproximadamente 8%), foram relatadas instabilidades do solo pré-existente devido à presença de deslizamentos de terra ativos. Grau de dano pré-existente para o edifício é D4, apenas levemente agravado pelo sismo.



Figura 4.29 Grau de dano das estruturas verticais: D4. (Rivello, 1998).



Figura 4.30- Fendas verticais do tipo 7 e fendas diagonais do tipo 3 em pilar de alvenaria. Grau de dano da parede: D3.



Figura 4.31- Fendas diagonais do tipo 3. Grau de dano: D4. (Grello, PG, 1998).



Figura 4.32- Grau de dano do teto: D4. Grau de dano das estruturas verticais: D4.



Figura 4.33- São visíveis desaprumos muito severos relacionados com a instabilidade do solo. Grau de dano pré-existente para o edifício é D4, apenas levemente agravado pelo sismo. (Lauria, 1998).

Este grau de danos inclui também os colapsos parciais de pisos, telhados e/ou abóbadas, tais como os relatados nas **Figura 4.16**, **Figura 4.34-** Colapso parcial das paredes de alvenaria e cobertura. Grau de dano das paredes e da cobertura: D4-D5 e **Figura 4.35-** Colapso parcial de

cobertura em vigotas de betão armado e tijolo de barro furado sem laje, assim como o impressionante modo de rotura do tipo 12 na Figura 4.24, colapsos totais dos edifícios.

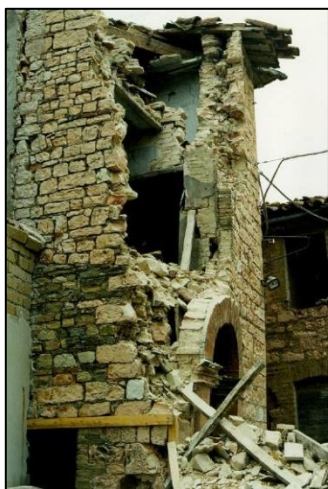


Figura 4.34- Grau de dano das paredes e cobertura: D4-D5. (Busche, PG, 1998).



Figura 4.35- Grau de dano da cobertura: D4-D5 (Baggio, et al., 2007).

4.3.3 Construções de betão armado

4.3.3.1 Nível D0 – Sem danos

Fendas em elementos estruturais dentro dos limites de abertura indicados no código (entre 0,2-0,4 mm).

4.3.3.2 Nível D1 – Danos leves

4.3.3.2.1 Vigas e pilares

Fissuras com larguras na ordem de 1 mm, ortogonais ao eixo da viga, estão um pouco acima dos limites do código por isso podem ser devidas à ação sísmica, especialmente nas estruturas subdimensionadas.

Normalmente não ocorre a cedência do aço durante um sismo, e mesmo que fosse o caso, após o sismo, a cedência do aço deveria reduzir o estado de tensão interna o que não é prejudicial para a capacidade do edifício. Obviamente, as fendas expostas durante muito tempo num ambiente agressivo podem induzir a corrosão do aço e, conseqüentemente, provocar a redução da capacidade de carga. Por esta razão se o fenómeno estiver presente deve ser indicado no formulário.

A largura de fendas perpendiculares ao eixo do pilar é geralmente menor do que a das vigas, graças à tensão normal dos pilares que tende a fechar as fendas. Assim, fendas em pilares menores do que um milímetro deverão ser consideradas ligeiras. Por outro lado, deve-se ter cuidado quando se consideram fissuras verticais ainda que menores do que um milímetro. Quando se acredita que estas fissuras podem indicar o início de um modo de rotura de esmagamento, o grau de danos deve ser considerado pelo menos D2.

Em vez disso, as fissuras podem ser devidas a outras causas, por exemplo devido ao aumento de volume causado pela corrosão do aço e conseqüente aparecimento de fragmentação do recobrimento do betão; neste caso o nível de dano deve ser considerado D1.

Neste grau de danos, devem ser excluídas fendas em vigotas mais extensas do que algumas décimas de milímetro.

Do mesmo modo, desaprumos perceptíveis causados pelo sismo e associados a deformações estruturais devem ser excluídos deste grau de dano. Em alguns casos, o desaprumo é devido a assentamentos das fundações que induzem um movimento rígido na estrutura. Neste caso é necessário investigar o modo de falha com precisão e, se necessário, exigir uma inspeção mais detalhada, compilando adequadamente a Secção 7 e 8. Neste caso deve ser considerada a possibilidade de haver também um elevado risco geotécnico.

4.3.3.2.2 Pisos e cobertura

No que diz respeito aos danos nos pisos, o que foi dito até agora sobre os edifícios de alvenaria ainda se mantém. Fendas paralelas às vigotas podem ocorrer devido à flexão não uniforme nas vigotas o que pode também causar ligeiros danos na parte inferior dos tijolos furados do piso, no caso de terem sido moldados no local já danificados. Se as fendas não atingem a superfície dos pavimentos, a continuidade do pavimento não é perdida. Então a função do diafragma original será mantida e o esquema estrutural estático original pode ser considerado essencialmente inalterado. As possíveis fissuras transversais nas ligações das vigas à laje têm de ser consideradas com cuidado. Se uma fenda nessa posição ocorre ao longo da posição da vigota, é possível que a continuidade entre a estrutura principal e secundária tenha sido perdida, pelo menos parcialmente, e conseqüentemente pode haver a necessidade de escoramentos provisórios. Fendas ligeiras (1 mm) transversais à direção da vigota pode ser causadas pelo aumento da carga devido ao componente sísmico vertical e pode ser mais evidente em pisos grandes e flexíveis. Tal incremento em geral não constitui risco, a menos que a estrutura seja incapaz de suportar as suas próprias cargas verticais. No que diz respeito às coberturas, além das evidências de danos estruturais, a queda de telhas a partir das bordas do telhado quando ocorrem, devem ser indicadas na Secção 5.

4.3.3.2.3 Enchimentos

A este nível de danos as fissuras nos enchimentos são essencialmente devidas a uma pequena separação dos painéis de alvenaria a partir da estrutura (≤ 2 mm), devido a deslocamentos horizontais que são geralmente aceitáveis em estruturas de betão armado.

Podem ser observadas pequenas fissuras diagonais (≤ 1 mm) que demonstram a contribuição dos painéis de enchimento para a capacidade global.

É necessário prestar atenção ao possível desmoronamento do enchimento, que sai do local onde está inserido. Isto pode facilmente ocorrer no caso de ficar suspenso na zona frontal da estrutura de suporte e não estar ligado a ela. Nestes casos esta anomalia, mesmo com este grau de dano, pode indicar em caso de réplicas risco não estrutural significativo. Assim este dano, na ausência de um dano mais grave nos elementos estruturais, pode levar a baixo ou "baixo depois de medidas de intervenção" risco não estrutural. No caso de ficarem completamente desligadas, a avaliação pode até ser de elevado risco não estrutural. Neste último caso, é necessário indicar medidas de intervenção imediatas adequadas (1, 2, 8 ou 9 na Secção 8), capazes de garantir a segurança da área por baixo.

4.3.3.2.4 Escadas

As escadas ligadas à estrutura resistente têm um comportamento de contraventamento para as ações sísmicas. O seu dano fornece indicação do quanto toda a estrutura foi solicitada durante o sismo. Neste grau de dano, quando a largura das fendas são de modo geral muito pequenas e semelhantes àquelas que surgem em vigas e pilares, pode ser assumido que o sismo não reduziu significativamente a capacidade de carga estrutural.

4.3.3.3 Nível D2-D3 – Danos Médios- Graves

4.3.3.3.1 Vigas e pilares

No grau de dano menos grave (**D2**) as fissuras são semelhantes às descritas para o nível D1, mas com largura ligeiramente maior. Por isso as considerações anteriormente referidas mantêm-se, assim como as considerações sobre os mecanismos de falha de construção e de segurança do edifício. No grau de dano mais grave (**D3**) o aumento da largura das fendas indica que ocorreu de forma generalizada a cedência das armaduras, possivelmente induzida pelo deslizamento da ligação do aço e do betão na fase inicial da deformação dos varões de aço. Nestas situações, no que diz respeito ao colapso em caso de futuros choques a segurança depende da redundância estrutural e da qualidade dos materiais. Para a determinação do nível de risco estrutural ambos os elementos podem ser avaliados qualitativamente.



Figura 4.36- Grau de dano: D3 não muito longe de D4. (Castelluccio Inferiore, PZ, 1998).

Na **Figura 4.36**- Fenda devida a força de corte e axial em pilar curto e frágil, os danos no pilar curto podem ser classificados como de **D3** se os estribos forem eficazes, mas pode tornar-se **D4** se os estribos estiverem bastante espaçados. As consequências na segurança da construção dependem também da possibilidade de outros pilares ou paredes serem capazes de resistir às forças horizontais. Também é necessário prestar atenção à possibilidade de grandes fendas possam ter eliminado alguns mecanismos de transferência de forças de corte (imbricamento dos inertes, efeito de ferrolho).

Geralmente um padrão de fissuração caracterizado por fendas ortogonais ao eixo das vigas, mesmo na ordem de alguns milímetros, e com ausência de fendas paralelas ao eixo do pilar, pode indicar um mecanismo de dissipação adequado para a ação sísmica que pode ainda oferecer uma folga na margem de segurança em caso de um sismo forte. No entanto é necessário certificar-nos de que outras modificações importantes não tenham ocorrido, como por exemplo, danos graves e generalizados nos enchimentos, o que podem reduzir significativamente a capacidade sísmica, tanto em termos de resistência e de capacidade de dissipação (**Figura 4.37**- Fendas severas em pilares, facilitadas pela corrosão das armaduras e estribos insuficientes).



Figura 4.37- Grau de dano total das estruturas verticais: D2-D3 (Fabriano, 1997).

No caso mais favorável (danos generalizados, sem colapso dos enchimentos, estrutura regular) o risco estrutural pode mesmo assim ser baixo, através da aplicação de medidas de intervenção (por exemplo escoramentos de vigas localmente, para assegurar a sua capacidade de transferência de forças de corte). Deve ser dada particular atenção a fendas que possam estar relacionadas com esmagamento do betão, que causam a fragmentação do recobrimento do betão e o aparecimento de deformações nos varões de aço (**Figura 4.38**- Esboroamento do betão na secção de topo de pilar e fendas verticais leves, e **Figura 4.39**- Dano na ligação viga-pilar com esboroamento de betão. Esmagamento do painel de enchimento.).



Figura 4.38- Grau de dano: D2-D3 (Bagnolo, RE, 1996). **Figura 4.39-** Nível de dano das estruturas verticais: D4.

Em caso de redundância este tipo de danos reduz significativamente a capacidade da secção para tolerar períodos de tensão, o que pode conduzir a um risco estrutural elevado. Um exemplo desta situação é quando afeta a parte superior de muitos pilares no mesmo piso (Figura 4.40- Danos muito graves na estrutura de betão armado; Desaprumo e deformação plástica no cimo e em baixo dos pilares do piso inferior) danos de grau **D4**.



Figura 4.40- Grau de dano: D4-D5. (Turkey, 1999).

Figura 4.41- Grau de dano das estruturas verticais: D3 (Fabriano, 1997).

Fendas diagonais nas ligações, mais extensas do que algumas décimas de milímetro até cerca de 2 mm, sem adequado reforço (situação muito comum em edifícios concebidos antes de 1983), pode indicar uma perda significativa de rigidez e resistência nas ligações (Figura 4.41- Danos na ligação viga-pilar; Desmoronamento de betão, fendas horizontais e começo d encurvadura das armaduras, mostra danos de grau de danos **D3**, não muito longe de **D4**).

Neste grau de dano pode ocorrer um desaprumo perceptível devido ao sismo, mas sem provocar um aumento significativo de tensão causado por efeitos de segunda ordem: por exemplo, um significativo deslocamento relativo entre pisos no que diz respeito às dimensões da secção do pilar. Esse deslocamento permanente é uma evidência do dano permanente da estrutura, o que poderá influenciar no futuro o seu comportamento no caso de réplicas. Como no caso de danos ligeiros, em caso de eventuais assentamentos de fundação é melhor para dissipar qualquer dúvida sobre a causa do desaprumo exigir, se necessário, uma inspeção aprofundada através do preenchimento apropriado das Secções 7 e 8.

4.3.3.3.2 Pisos e cobertura

Geralmente os pisos de edifícios de betão armado danificam-se com o mesmo modo de rotura já descrito anteriormente no grau de dano menor. Deve ser dada atenção à possibilidade de separação dos pisos em lajes fungiformes, ou entre os pisos e as vigas paralelas a estes, o que poderá indicar uma mudança significativa e generalizada do esquema estrutural estático. Neste nível de danos as fissuras deste tipo são geralmente da ordem de 2-4 mm. Também deve ser dada atenção aos telhados, uma vez que muitas vezes não apresentam continuidade estrutural com o pórtico ou estão mesmo sujeitos a impulsões. A estas categorias pertencem por exemplo, telhados inclinados construídos sobre paredes de tijolos furados que suportam as vigas do telhado, ou telhados com vigotas construídas depois e por isso ligadas de forma incerta à parte inferior da estrutura. Nestes casos as avaliações de danos devem ser precisas, a fim de detetar eventuais danos nos elementos do telhado que exerçam uma função desapropriada, e os danos observados devem ser relatados na linha relativa a danos estruturais no telhado. É igualmente aconselhável anotar casos deste tipo. Casos de quedas de telhas a partir do bordo dos telhados devem ser relatados na Secção 5 do formulário.

4.3.3.3 Enchimentos

Neste grau de danos os modos de rotura nas paredes de enchimento consistem em separações significativas da estrutura (2-5 mm, **Figura 4.42-** Fendas horizontais e verticais no painel de enchimento, causando a separação com a estrutura de betão armado; Colapso parcial do painel de enchimento entre as duas portas), fendas diagonais ou deslocamentos de poucos milímetros e visível esmagamento nos cantos dos enchimentos. Também é possível observar o colapso parcial do material em fragmentos ou mesmo o colapso de uma área. Todos estes danos provam uma contribuição significativa dos enchimentos para a resposta do edifício. Por outro lado, os enchimentos em caso de réplicas não serão capazes de oferecer a mesma contribuição.



Figura 4.42- Grau de dano do enchimento: generalizado D2, localizado D4. (Castelluccio Inferiore, PZ, 1998).

Quando o dano é generalizado, desde que os enchimentos tenham sido eficazes e bem distribuídos, a perda de capacidade do edifício pode ser significativa e por isso danos nos enchimentos e na estrutura de suporte pode conduzir a um risco estrutural elevado. Pelo contrário, se o dano for mais localizado e/ou os enchimentos estiverem dispostos de modo a piorar a resposta estrutural, o dano do enchimento poderia ser insignificante para a segurança estrutural, levando a uma avaliação de risco estrutural mais favorável. Em ambos os casos, é importante ter em consideração o risco não estrutural associado aos danos de enchimento, preenchendo as secções 5 e 8. As fissuras comprovam que o modo de rotura de desmoronamento ativo é mais pronunciado do que os associados a um grau D1, e geralmente conduz a um risco não estrutural elevado.

4.3.3.4 Escadas

Danos em escadas de edifícios em betão armado são geralmente devido ao comportamento de contraventamento do pórtico. É por isso importante prestar atenção às ligações entre a estrutura e os elementos da escada, por exemplo, na ligação a média altura entre a viga da escada e o pilar. Nessas zonas a ligação viga-pilar cria pilares curtos que apresentam menos ductilidade ou até mesmo um comportamento mais frágil. Este grau de danos pode induzir à perda de funcionalidade da escada. Nestes casos a avaliação de risco estrutural pode estar alto ou baixo após medidas de intervenção, independentemente da avaliação de grau de noutras partes da estrutura.

4.3.3.4 Nível D4-D5 – Danos Severos e/ou Colapso

São danos mais graves do que os descritos no grau **D2-D3**. Fissuras > 5 mm em vigas e > 3 mm em pilares e paredes, com fragmentos significativos do recobrimento do betão, e que afetam o interior, encurvadura significativa dos varões de aço dos pilares, desaprumos superior a 1-2% da altura entre pisos, grandes separações generalizadas entre a estrutura de apoio e pisos ou telhados, colapso total de painéis de enchimento (**Figura 4.43**- Fendas severas em fraco enchimento e **Figura 4.44**- Desmoronamento para fora do plano dos tijolos suspensos, não ligados à estrutura de betão armado), colapso parcial dos componentes estruturais até à completa destruição do edifício. Na maioria dos casos, o risco estrutural associado a este grau de dano é alto, a não ser que o dano esteja localizado numa pequena área do edifício. Exemplos deste tipo de danos são relatados na **Figura 4.40**, **Figura 4.45**- Colapso total (*pancake*) de edifício de betão armado, semelhante ao edifício que se encontra atrás, **Figura 4.46**- Danos muito graves na estrutura de betão armado, com grave colapso dos pilares no primeiro e segundo pisos, e **Figura 4.47**.



Figura 4.43- Grau de dano do enchimento: D4. (Castelluccio Inferiore, PZ, 1998).



Figura 4.44- Grau de dano do enchimento: D4. (Fabriano, 1997).



Figura 4.45- Grau de dano: D5 (Turkey, 1999).



Figura 4.46- Grau de dano: D4-D5 (Turkey, 1999).



Figura 4.47- Colapso devido a soft story no piso térreo. Grau de dano: D5 (Turkey, 1999).

4.4 Secção 5 do Formulário - Danos em elementos não estruturais e medidas de intervenção de curto prazo implementadas

Os danos em elementos não estruturais causados pelo sismo são importantes tanto para a sua classificação em termos da possibilidade de utilização do edifício como para a estimativa dos custos de reparação. Os danos mais típicos nos elementos não estruturais são os relacionados com rebocos, revestimentos, estuque, tetos falsos, painéis de enchimento, elementos não estruturais do telhado, as telhas, beirais e parapeitos. Os danos nas instalações de água, gás ou eletricidade também estão incluídos.

Na Secção 5 do formulário ([Anexo B 14](#)) a presença de danos nos elementos não estruturais é registada juntamente com a presença de medidas de intervenção existentes de curto prazo.

SEÇÃO 5 Danos em elementos não estruturais e medidas de intervenção existentes de curto prazo

Danos	PRESENTE	EXISTÊNCIA DE MEDIDAS DE INTERVENÇÃO					
		Nenhum	Remover	Escorar	Reparar	Não entrar	Barreiras ou Proteção de passagem
		A	B	C	D	E	F
1 Queda de reboco, coberturas, tetos falsos	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2 Queda de telhas, chaminés...	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3 Queda de beirais, parapeitos...	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4 Queda de objetos internos e externos	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5 Danos nos sistemas hidráulicos e esgoto	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>			<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6 Danos nos sistemas elétricos e gás	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>			<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Quatro linhas da Secção 5 dizem respeito a possíveis quedas e separações de diferentes elementos, enquanto as duas últimas linhas dizem respeito às instalações. Para cada tipo de instalações deve ser relatada na primeira coluna do formulário a presença de danos. No que diz respeito às medidas de intervenção existentes a curto prazo, para cada tipo de danos relatados nas

linhas de Secção 5, é possível listá-las no formulário. Se não tiverem sido inseridas medidas preventivas de curto prazo antes da inspeção, nada deve ser assinalado na opção circular da coluna correspondente.

É necessário avaliar cuidadosamente o risco associado aos danos dos elementos não estruturais, avaliando as consequências de perda de estabilidade ou efeitos induzidos, especialmente se estes elementos possam por em perigo pessoas. O último caso pode acontecer em caso de danos nas instalações.

Quando o risco é tão alto que o edifício deve ser classificado como inutilizável (resultado B no ponto 8), é tão importante como avaliar cuidadosamente a possibilidade de usar medidas de intervenção de curto prazo de forma a remover os elementos perigosos.

As medidas de intervenção têm que ser relatadas na Secção 8 e, eventualmente, serem explicitadas nas notas de Secção 9.

4.5 Secção 6 do Formulário - Danos externos causados por outras construções e medidas de intervenção de curto prazo implementadas

SEÇÃO 6 Riscos externos induzidos por outras construções e medidas de intervenção existentes

Potenciais causas	Risco em			Medidas de intervenção existentes	
	Edifício	estrada de entrada	Estrada lateral	Não entrar	Barreiras e proteção de passagem
	A	B	C	D	E
1 Queda de objetos dos edifícios adjacentes	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2 Falha dos sistemas de distribuição	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Outro fator de risco que é importante verificar durante a inspeção de segurança, está relacionado com danos em elementos externos ao edifício em estudo. O perigo pode derivar da instabilidade dos edifícios adjacentes (risco de colapso ou queda de objetos), ou de condições inseguras dos sistemas de distribuição.

Na Secção 6 do formulário ([Anexo B 14](#)) é feita referência a estas duas situações. Além disso, tem de ser avaliado se o risco afeta diretamente o edifício, a estrada de entrada ou as estradas laterais, através de uma escolha múltipla.

Também neste caso as possíveis medidas de intervenção existentes de curto prazo devem ser relatadas e, tal como na secção anterior, deve ser dada atenção à classificação de inutilização quando as medidas de intervenção de curto prazo podem ser eficazes.

É muito frequente estes casos surgirem em edifícios localizados em centro históricos, onde o risco é devido a perigos nas estradas de acesso.

Por este motivo é muito importante ter informações corretas sobre os edifícios envolvidos e é também muito importante indicar no mapa estas situações, para ser possível gerir medidas de intervenção de curto prazo que podem até tornar blocos ou bairros inteiros seguros.

4.6 Secção 7 do Formulário - Solo e fundações

SEÇÃO 7 Solo e fundações	
MORFOLOGIA DO SÍTIO	DANO (presente ou possível): <input type="checkbox"/> Inclinações <input type="checkbox"/> Solo de fundação
1 <input type="radio"/> Cume 2 <input type="radio"/> Inclinação íngreme 3 <input type="radio"/> Inclinação leve 4 <input type="radio"/> Plano	A <input type="radio"/> Ausente B <input type="radio"/> Produzido pelo sismo C <input type="radio"/> Piorou D <input type="radio"/> Pré-existente

Na Secção 7 do formulário ([Anexo B 14](#)) é recolhida informação qualitativa relativa ao solo e às fundações, que são necessárias para a avaliação de risco geotécnico. Estas informações têm que ser consideradas como uma evidência de danos causados por assentamentos geotécnicos.

As informações incluem a descrição da morfologia do local onde o edifício está localizado, a possível presença de instabilidades do solo visíveis, com distinção entre encostas instáveis e assentamentos que afetam as fundações do edifício.

No caso de instabilidades do solo, o inspetor tem de avaliar se as instabilidades foram causadas pelo sismo ou se estavam presentes antes do evento.

Os edifícios localizados numa crista são geralmente mais vulneráveis devido à amplificação do movimento sísmico localmente. As fundações localizadas em encosta íngreme ou em diferentes níveis podem induzir assentamentos do solo ou das fundações, especialmente na presença de instabilidades do solo. Por esta razão, o fundo destas células no formulário são acinzentadas.

A avaliação da segurança vai ser representativa da rapidez com que é feita a inspeção ao risco geotécnico.

Nas emergências pós-sismos os deslizamentos de terra também são inspecionados, e por isso é muito provável que os edifícios sujeitos a deslizamentos de terra sejam identificados durante as inspeções de deslizamento de terra. No entanto, o oposto também pode acontecer, as instabilidades do solo podem ser identificadas durante as inspeções dos edifícios sobre esses solos.

Deverão ser reportadas no formulário desta secção possíveis situações de risco externo induzidas pelo solo, que podem incidir por exemplo, em entrada de estradas que devem ser avaliadas com cuidado, conforme referido anteriormente.

4.7 Secção 8 do Formulário - Avaliação da usabilidade

4.7.1 Avaliação de Risco

As observações relatadas nas secções anteriores devem ser resumidas, por forma a concluir-se sobre os seguintes tipos de risco:

- Riscos estruturais relacionados com as condições (tipologia e danos) dos elementos de suporte (estruturas verticais, estruturas horizontais, painéis de enchimento que contribuem significativamente para a resistência sísmica do edifício, etc. – (Secções 3 e 4 do Formulário);
- Riscos não estruturais relacionados com as condições desses elementos não terem função de apoio (paredes divisórias, telhas, chaminés, redes tecnológicas, etc.), que podem ameaçar a segurança pública ou privada (Secções 4 e 5 do Formulário);
- Riscos externos induzidos por possíveis colapsos parciais ou totais de edifícios adjacentes ao edifício em estudo, assim como dos acessos (Secção 6 do Formulário);
- Riscos geotécnicos relacionados com as condições do solo e das fundações (Secção 7 do Formulário).

É necessário preencher sempre a tabela de "Risco", indicando "Baixo risco" mesmo que não haja nenhum dano ou em caso dos indicadores de vulnerabilidade sejam particularmente favoráveis.

No caso de todos os tipos de riscos serem baixos, o inspetor vai avaliar o edifício como utilizável. Se pelo menos um dos tipos de risco for considerado alto, o edifício vai ser avaliado como inutilizável parcialmente ou total. Quando o risco for elevado pode ser reduzido através da aplicação de medidas de intervenção de curto prazo, rápidas para ser aplicadas e não muito exigentes, assim o edifício pode ser considerado utilizável depois das medidas de intervenção.

Para se fornecer uma avaliação aproximada do risco associado aos quatro indicadores anteriores, as condições de risco tem que ser indicadas em células adequadas com um fundo cinza, e com cinza mais escuro quando indicam um nível de risco mais elevado.

O risco em particular para o que diz respeito ao risco estrutural, deve ser classificado referindo-se à definição de usabilidade relatados no presente manual: portanto, é geralmente e principalmente, com base nos danos aparentes induzidos pelo sismo (Secção 4), salvo nos casos em que o evento de referência tenha sido explicitamente indicado como tendo uma intensidade maior do que o recente sismo, ou quando o dano está concentrado na faixa de **D2-D3**, com grandes incertezas sobre as consequências em termos de redução da capacidade original. Nestes casos, os indicadores de vulnerabilidade associados à construção (Secção 3) e à morfologia local (ponto 7) pode tornar-se importante.

A Secção 3 do formulário (**Anexo B 14**) indica para edifícios de alvenaria, os seguintes indicadores de vulnerabilidade: a qualidade de alvenaria nas paredes (disposição regular e boa qualidade da alvenaria, disposição irregular ou alvenaria de má qualidade), a deformabilidade e os impulsos dos pisos (abóbadas, flexível, semi-rígido e estruturas rígidas), a presença de tirantes, a presença de pilares isolados, do tipo de telhado (pesado ou leve, com ou sem impulsões) e a regularidade da forma do edifício. No caso de edifícios de betão armado ou construções de aço, o formulário indica: a presença ou ausência de pórticos e/ou paredes, a regularidade do edifício em

planta e/ou em altura e a distribuição regular ou irregular dos painéis de enchimento (que pode levar, por exemplo, a um mecanismo de *soft story*).

Até mesmo alguns itens que se referem à identificação da construção (Secção 1) ou descrição (Secção 2) podem ser úteis para avaliar a vulnerabilidade dos edifícios: em caso de agregados complexos, interação dos edifícios e a posição do edifício pode ser significativo, no sentido de que edifícios em extrema ou em esquinas são muitas vezes mais vulneráveis. Por outro lado, no caso de edifícios isolados, um número significativo de pisos ou de esbelteza significativa (relação entre a altura total sobre raiz quadrada da média da superfície em planta) pode aumentar a vulnerabilidade dos edifícios não dimensionados de acordo com critérios anti-sísmicos.

No caso de indicadores de vulnerabilidade particularmente elevadas, que podem induzir a uma avaliação de risco estrutural bastante elevada, mesmo em caso de danos leves ou ausência total de danos, se o sismo de referência tiver um grau mais elevado do que o que foi sentido pelo edifício durante o evento.

4.7.2 Classificação de usabilidade

Por razões de uniformidade de comportamentos e de procedimentos, e também devido às necessidades de gestão de dados, a classificação usabilidade deve corresponder a uma das possíveis seis alternativas consideradas no formulário ([Anexo B 14](#)):

- **A Edifício utilizável:** A construção pode ser utilizada em todas as suas partes, sem qualquer ameaça para a vida dos habitantes, sem qualquer medida corretiva de curto prazo. Não significa que o edifício não sofreu nenhum dano, mas apenas que a reparação do dano não é uma condição impeditiva para a utilização de todo o edifício. Em caso de edifício utilizável, não há unidades inutilizáveis da construção nem famílias e/ou pessoas a serem evacuadas.

- **B Edifício temporariamente inutilizável (total ou parcialmente), mas pode ser usado depois de aplicadas medidas de intervenção a curto prazo:** O edifício no seu estado atual é pelo menos parcialmente inutilizável, mas pode ser suficiente aplicar medidas de intervenção de curto prazo para reduzir o risco para os habitantes a um nível aceitável. É necessário, neste caso, indicar no formulário as medidas de intervenção necessárias para permitir a utilização do edifício e ter certeza de que estas medidas são notificadas ao município. Contudo, não é tarefa do inspetor verificar se estas medidas de intervenção foram efetivamente realizadas. Deve ser anotado que estas medidas de intervenção devem realmente ser de "curto prazo", ou seja, elas têm de ser realizadas em curto prazo, de custo moderado sem ser necessária qualquer intervenção precisa do projeto. Caso contrário, o edifício deve ser considerado como não utilizável, totalmente ou

parcialmente. É em qualquer caso desejável compilar a parte da secção relativa às unidades de construção inutilizáveis e o número de famílias e/ou pessoas a serem evacuadas.

- **C Edifício parcialmente inutilizável:** Os danos encontram-se limitados a certas partes do edifício, tal pode implicar um risco elevado para os seus utilizadores e, portanto, suficiente para determinar como parcialmente inutilizável. No caso, pode-se acreditar que possíveis danos maiores nesta área não vão pôr em risco a estabilidade das restantes partes do edifício, não impedem o acesso a ele, e não constituem um perigo para os ocupantes. No caso de edifícios parcialmente inutilizáveis é necessário indicar claramente na Secção 9 (Notas) que partes do edifício são consideradas inacessíveis e ter certeza de que tais áreas são notificadas ao município. Não é no entanto, tarefa do inspetor verificar se a entrada para as áreas consideradas inacessíveis são realmente impedidas. Pode acontecer que no edifício classificado parcialmente inutilizado algumas unidades da construção possam ser inutilizável e famílias e/ou pessoas possam ser evacuadas.

- **D Edifício inutilizável temporariamente, exige uma investigação mais detalhada:** O edifício apresenta características tais que não é possível avaliar a sua usabilidade. É necessária uma outra inspeção, mais detalhada a ser feita por técnicos mais especializados. Até à nova inspeção o edifício deve ser considerado como inutilizável e as partes da secção relativa às unidades inutilizáveis da construção e as famílias e/ou pessoas a serem evacuadas devem ser preenchidas. Esta classificação deve ser usada apenas em casos de necessidade real, uma vez que implica um aumento significativo da atividade de pesquisa.

- **E, F Edifício inutilizável:** Para a necessidade de gestão, no caso de inutilização real do edifício devido ao risco estrutural, não estrutural ou risco geotécnico (**E**) é distinto do caso de inutilização devido ao risco externo grave (**F**), sem qualquer dano significativo do próprio edifício. O edifício não pode ser utilizado em qualquer das suas partes, nem mesmo depois de medidas de intervenção de curto prazo. Isto não significa necessariamente que os danos não possam ser reparados, mas isso significa que a reparação requer uma intervenção, que o tempo necessário para o projeto, a sua realização, e os seus custos, deve ser considerado como parte do processo de reconstrução.

O edifício não pode ser utilizado em qualquer das suas partes, nem mesmo depois de medidas de intervenção de curto prazo. Isto não significa necessariamente que os danos não possam ser reparados, mas isso significa que a reparação requer uma intervenção, que o tempo

necessário para o projeto, a sua realização, e os seus custos, deve ser considerado como parte do processo de reconstrução.

Nas notas deve ser indicado se a condição inutilização é devida a condições antes do evento. Em qualquer caso, a classificação usabilidade deve ser notificada ao município. Não é tarefa do inspetor verificar se o acesso ao edifício é realmente impedido. É necessário compilar a parte da secção relativa às unidades inutilizáveis da construção e famílias e/ou pessoas a serem evacuadas.

No caso do resultado **B**, a classificação e a indicação das medidas de intervenção de curto prazo são indissolúveis. No entanto mesmo nos outros casos, é necessário indicar as medidas de intervenção necessárias para garantir a segurança pública, mesmo que estas não tenham qualquer consequência sobre o resultado usabilidade do edifício em estudo. Por exemplo, um edifício que foi declarado inutilizável devido a danos estruturais, pode ameaçar uma rua, devido ao perigo de telhas caindo para baixo da cobertura. O edifício permanece inutilizável mesmo após a remoção das telhas perigosas, mas a segurança das pessoas que passam poderia ser garantida se não houver outros riscos de colapso na rua em si existe. Outro exemplo poderia ser o caso de um edifício classificado como utilizável, olhando para uma rua com uma fachada cega, com telhas inseguras. O próprio edifício é utilizável, mas poderia ser uma ameaça para as pessoas que passam na rua, portanto, a remoção das telhas permitiria eliminar o risco para as pessoas que passam. Em todos estes casos, é necessário notificar o município das intervenções propostas.

4.7.2.1 Frações autónomas inutilizáveis, famílias evacuadas e pessoas

Frações autónomas inutilizáveis: É o número de unidades de construção classificadas como inutilizáveis e devem ser registadas. Coincide com o número de unidades de construção do edifício apenas no caso de edifícios temporariamente inutilizáveis ou inutilizáveis e são menos no caso de edifícios parcialmente inutilizáveis. É adequado incluir as unidades residenciais, mesmo que não sejam utilizadas, e também as unidades de produção, se a atividade é praticada de forma permanente. Esta informação pode ser útil para estimar as unidades de construção que não podem ser utilizadas como abrigos.

Famílias a serem evacuadas: É o número de famílias que vivem no edifício, que seriam evacuados devido à classificação como inutilizáveis e devem ser registadas. Tanto inclui as famílias que têm de ser espontaneamente evacuadas do edifício após o sismo (que podem voltar às suas casas depois de uma avaliação positiva da usabilidade), como as famílias presentes no momento da inspeção. Se uma pessoa viver sozinha, constitui em qualquer caso uma família. Esta informação pode ser útil para estimar o número de abrigos que irão ser necessários.

Número de pessoas a serem evacuadas: É o número de pessoas que vivem no edifício, pertencentes às famílias a serem evacuados, e devem ser registradas. Esta informação pode ser útil para estimar o número total de pessoas desabrigadas.

4.7.3 Medidas de intervenção limitadas ou de curto prazo

As medidas de intervenção mais frequentes de curto prazo são indicadas na Secção 8 do formulário (Anexo B 14). A lista que irá ser indicada de seguida tem duplo objetivo, auxiliar na gestão informatizada de dados e esclarecer a diferença entre essas medidas de intervenção, como a aplicação de cabos, cintagens, escoras, etc., e as típicas medidas na fase de reconstrução, como a execução de rebocos reforçados, injeções de reforço, etc. A lista proposta não é exaustiva e o inspetor poderá sempre propor outro tipo de medidas de intervenção, desde que possam ser consideradas medidas de intervenção de curto prazo. Para tal existem duas linhas vazias no final da lista de propostas.

As medidas de intervenção incluídas no formulário podem ser agrupadas nas seguintes categorias:

- a) Remoção das partes inseguras;
- b) Pequenas reparações;
- c) Escoramentos;
- d) Cintagens e aplicação de cabos;
- e) Reparação dos sistemas de abastecimento.

A primeira categoria não requer qualquer explicação em particular. A remoção deve ser efetuada com cuidado e o local onde se encontram pequenas partes inseguras deve ser limitado, até ser considerada a sua demolição. A segunda categoria inclui normalmente pequenas intervenções dos elementos secundários, tais como paredes divisórias, paredes de enchimento, coberturas, beirais, que pode até ter um carácter definido. As categorias c) e d) merecem uma atenção particular especialmente quanto à escolha, uma vez que as duas categorias nem sempre fornecem alternativas igualmente válidas. Os escoramentos são a intervenção mais utilizada na fase de emergência, quer pela rapidez quer pela possibilidade da sua execução em quase todos os casos, a partir do exterior do edifício.

Quando for sugerida a sua execução é importante ter em conta possíveis inconvenientes, tais como a ocupação da rua, que pode ser difícil nas ruas muito estreitas, típicas de muitos centros históricos.

Pelo contrário, escoramentos entre edifícios adjacentes poderão induzir interações perigosas para todo o edifício. Também pode acontecer que as intervenções que foram pensadas para serem

temporárias permaneçam no local por muito tempo, acabando por se deteriorar e perderem a sua eficácia (por exemplo escoramentos em madeira). Finalmente, é importante não esquecer que os escoramentos permanentes são mais eficazes para cargas estáticas (cargas verticais, impulsos do solo, etc.), do que para cargas sísmicas. Esta questão não deve ser negligenciada quando são executados em zonas onde podem ocorrer sismos fortes. As medidas de intervenção do tipo d) têm muitas vantagens quando o dano está essencialmente relacionado com a falta de ligação entre os componentes estruturais. Nestes casos em vez de restaurar a estabilidade original do edifício com medidas provisórias, é possível re-estabelecer as ligações que permitem à estrutura alcançar um bom nível de segurança sob ações estáticas e um comportamento satisfatório em caso de sismo.

Segue-se uma breve descrição das medidas de intervenção de curto prazo do formulário e onde se incluem as suas condições de uso.

Barreiras e passagens protegidas

Uma área acessível para o público pode ser insegura devido à presença de edifícios ou partes deles instáveis, ou devido à presença de outros riscos, tais como queda de rochas ou instabilidades do solo. Nestes casos podem ser propostas passagens protegidas ou barreiras cobertas que impedem o acesso às áreas perigosas.

Cintagens e aplicações de cabos

As cintagens e aplicação de cabos têm o duplo objetivo de impedir a evolução do mecanismo de rotura local e de restabelecer a continuidade do componente resistente. Em geral são eficazes quando está a ocorrer um mecanismo para fora do plano das paredes da fachada ou em casos de descontinuidade entre paredes ou entre paredes e pisos. Estas medidas também podem absorver o impulso dos danos provocado pelas impulsões da estrutura, tais como arcos, abóbadas ou telhados que provocam impulso (ver Secção 3). Em ambas as medidas são usados materiais tradicionais como cabos ou perfis de aço e fibras de plástico ou de carbono.

Reparação de danos leves do enchimento de painéis e divisórias

A reparação deve ser considerada quando as fissuras nos painéis de enchimento e paredes divisórias podem causar a queda de tijolo e/ou elementos de reboco. Se não comprometer a resistência dos edifícios em vez da reparação é possível considerar a sua remoção parcialmente.

Reparação da cobertura

Para eliminar o perigo de queda de objetos nas áreas internas e externas ou para repor a sua resistência perante as condições atmosféricas, deve ser considerada a reparação dos elementos secundários da cobertura, ou o revestimento da cobertura.

Escoramentos de escadas

O escoramento de escadas deve ser efetuado quando o dano das escadas é limitado em termos de espaço e quando é possível obter uma segurança adequada através do apoio das partes danificadas. Esta condição pode ocorrer, por exemplo, em construções de betão armado quando o primeiro lance de escadas é construído com uma estrutura diferente da dos outros lances. Nestes casos se o dano é apenas ocorreu nos lances menores o escoramento irá permitir o acesso aos andares superiores do edifício.

Remoção de rebocos, revestimentos e tetos falsos

Deve ser considerada a remoção dos elementos inseguros para eliminar o perigo de queda de objetos no interior dos espaços.

Remoção de telhas, chaminés e parapeitos

Deve ser considerada a remoção dos elementos inseguros do telhado por forma a eliminar o perigo de queda de objetos para os pisos inferiores.

Remoção de beirais, parapeitos e saliências

Deve ser realizada a remoção dos elementos inseguros da fachada por forma a eliminar o perigo de queda de objetos para os pisos inferiores.

Remoção de outros objetos internos ou externos

Elementos pesados ou não ancorados poderão se soltar deslizar e ou cair. A utilização dos edifícios de forma segura poderá ser conseguida através da remoção desses elementos para o chão ou através da sua fixação correta nas paredes ou pavimentos. A remoção de elementos suspensos em paredes danificadas também deve ser tida em atenção, especialmente se houver a possibilidade de substâncias perigosas derramarem para fora.

Reparação dos sistemas de abastecimento

A reparação dos sistemas de abastecimento garante a habitabilidade de unidades de construção e elimina o risco derramamento de substâncias perigosas para o homem. Se a reparação

não for viável a curto prazo e um perigo é detetado (por exemplo a saída de gás), deve ser indicada a necessidade de estancar o dano e possivelmente interromper o seu fornecimento.

Na Secção 8 do formulário, devem ser também registadas informações sobre a precisão do inquérito ou as razões pelas quais a pesquisa não tenha sido realizada. Esta última informação é necessária a fim de documentar o resultado de cada inquérito previsto, mesmo se não for realizada.

As informações destinadas a especificar a classificação de usabilidade e as medidas de intervenção adequadas de curto prazo devem ser colocadas nas notas, conforme especificado na nota da Secção 8, sobre a avaliação de risco e a classificação de usabilidade. A **Tabela 4.1** fornece algumas sugestões úteis para o preenchimento da avaliação de usabilidade.

Tabela 4.1- Sugestões para as notas de acordo com a classificação de usabilidade.

	CLASSIFICAÇÃO DE USABILIDADE	SUGESTÕES PARA AS NOTAS
B	Edifício TEMPORARIAMENTE INUTILIZÁVEL (total ou parcialmente), mas pode ser usado depois de aplicadas medidas de intervenção a curto prazo	Especificar quais as partes do edifício que estão inutilizáveis ou a inutilidade total; especificar detalhadamente as medidas de intervenção de curto prazo necessárias para remover a inutilização e garantir a segurança pública.
C	Edifício PARCIALMENTE INUTILIZÁVEL	Especificar quais as partes do edifício que estão inutilizáveis e as medidas de intervenção a curto prazo necessárias para garantir a segurança pública.
D	Edifício INUTILIZÁVEL TEMPORARIAMENTE, exige uma investigação mais detalhada	Especificar porque é necessária mais inspeções detalhadas; Indicar se uma inspeção por peritos é necessária e que especialidade de peritos são necessários; Indicar em qualquer caso as medidas de intervenção a curto prazo necessárias para garantir a segurança
E	Edifício INUTILIZÁVEL	Indicar as medidas de intervenção de curto prazo necessárias para garantir a segurança pública.
F	Edifício INUTILIZÁVEL para riscos externos	Especificar as causas de risco externo e medidas de intervenção de curto prazo necessárias para garantir a segurança pública.

4.8 Secção 9 do Formulário - Notas

A Secção 9 do formulário (**Anexo B 14**) é dedicada a notas do inspetor para clarificar o conteúdo das outras secções do formulário. As notas devem ser inseridas nas linhas apropriadas, possivelmente com letras maiúsculas para ajudar o leitor, marcando na coluna da esquerda a secção e o tópico a que se referem. As imagens podem ser colocadas como indicado, no espaço em frente na tabela da Secção 9.

Capítulo 5 – Propostas de Recomendações Técnicas

Baseadas no Manual

5.1 Considerações Gerais

Este capítulo terá como objetivo a análise de medidas de consolidação aplicadas anteriormente em países com parque habitacional semelhante ao de Portugal, como é o caso de Itália, especialmente em construções de alvenaria. Esta análise é efetuada com base no “*Manuale Opere Provvisionali L'intervento Tecnico in Emergenza Sísmica*” do *Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco*.

Na presente dissertação serão apresentados cálculos exemplificativos para algumas das medidas – devido a restrições na execução de dissertações não foi possível indicá-los para todas as medidas; no entanto, estas poderão futuramente ser consultadas no trabalho a ser realizado pelo LNEC.

5.2 Medidas de Estabilização e Consolidação

5.2.1 Escoramento de retenção em madeira

5.2.1.1 Descrição e finalidade do sistema

O escoramento de retenção é um sistema externo que evita a queda ou desmoronamento de paredes de alvenaria fora do plano.

A finalidade desta operação é prevenir ou contrariar os seguintes mecanismos (ver [Figura 5.1](#)):

- Destacamento da fachada como resultado da diminuição da ligação das paredes exteriores;
- Destacamento da fachada como resultado de fissuras nas paredes exteriores;
- Abaulamento da parede para o exterior.



Figura 5.1- Mecanismos cinemáticos a contrariar.

O objetivo é alcançado por meio de um controlo externo com a capacidade de transferir as ações sísmicas horizontais da parede para o solo, ao longo de componentes verticais e horizontais ([Figura 5.2](#) e [Figura 5.3](#)). Apresenta-se na [Figura 5.4](#)- Aplicação de escoramentos de retenção com elementos horizontais que permitem uma melhor transferência das cargas da parede ao sistema provisório. A inclinação das escoras foi efetuada em ambas as direções.

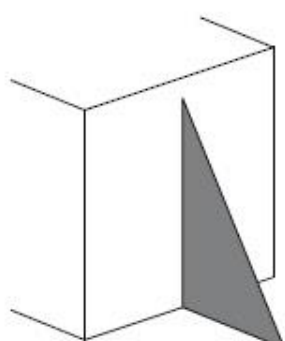


Figura 5.2- Representação do escoramento exterior, que deve suportar os mecanismos (Barazza, et al., 2010).

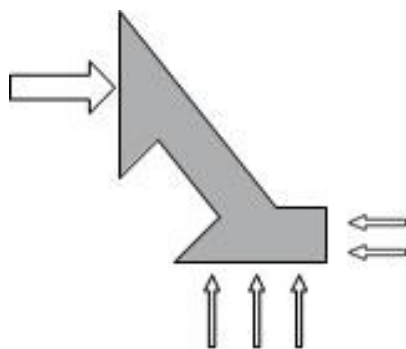


Figura 5.3- Representação esquemática de transferência das ações sísmicas (Barazza, et al., 2010).



Figura 5.4- Aplicação de escoramentos de retenção (Molise 2002). Fonte: *Centro Documentazione Comando VVF Alessandria*.

5.2.1.2 Escolha da solução de escoramento

Para operações de escoramento foram identificadas diferentes soluções de escoramentos de retenção que diferem na possibilidade ou não de se poder colocar uma base de apoio sobre o terreno na mesma altura da parede a escorar. Podem ser de dois tipos de configurações (**Figura 5.6** e **Figura 5.7**):

- Escoramento de retenção com escora na base de apoio,
- Escoramento de retenção com escoras inclinadas sobre ponto de apoio.

A solução "na base de apoio" é indicada para casos em que é possível colocar uma escora na base de apoio à cota da base da parede a escorar e pode ser executada de acordo com diferentes esquemas de feixes convergentes (Escoras todas convergentes no mesmo ponto no terreno) ou vigas paralelas (Escoras paralelas entre si) (**Figura 5.5**)

a) Situações onde é possível fazer uma base de apoio à mesma cota da base da parede.		b) Soluções "na base de apoio".	
		Múltiplas escoras convergentes	Múltiplas escoras em paralelo

Figura 5.5- Situações onde é possível colocar uma base de apoio à mesma cota da base da parede.

A solução "sobre ponto de apoio" é apropriada para todos os casos onde não é possível ou fácil colocar uma escora na base de apoio à mesma cota, e pode ser realizada de acordo com o esquema "múltiplas escoras sobre ponto de apoio" (as escoras convergem num ponto) ou "múltiplas escoras na área de apoio" (as escoras convergem numa pequena área) (**Figura 5.6**)

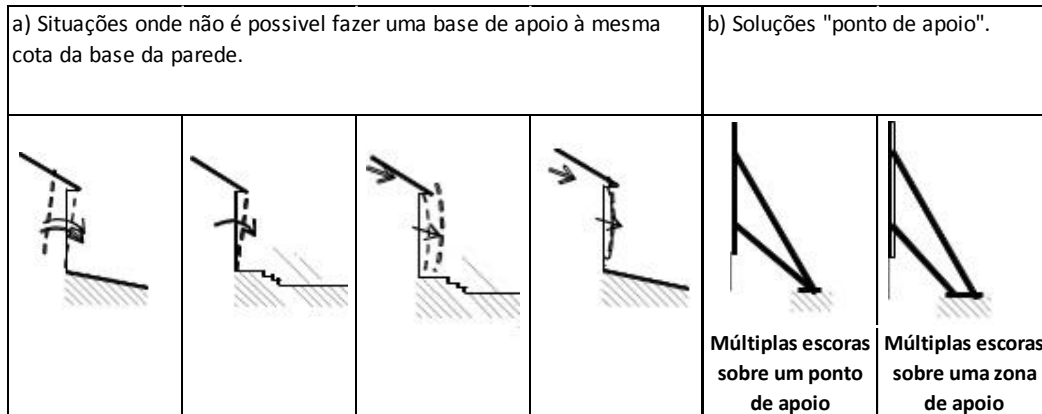


Figura 5.6- Situações onde não é possível fazer uma base de apoio à mesma cota da base da parede.

Os dois tipos de soluções, também podem diferenciar-se de acordo com a altura da parede a estabilizar. Em particular, correlacionando a altura com o número de escoras propõem-se as seguintes três soluções:

- R1: Uma só escora, para alturas de escoramentos até 3 m;
- R2: Duas escoras, para alturas de escoramentos de 3 a 5 m;
- R3: Três escoras, para alturas de escoramentos de 5 a 7 m.

É sempre desejável que cada suporte seja colocado perto da laje do piso para melhor combater a ação sísmica, sendo a cada escora atribuída uma área de influência da parede a proteger, aproximadamente igual à altura entre pisos e de largura igual à distância entre as escoras (Figura 5.7). A limitação da altura dos escoramentos a 7 m é devido aos comprimentos comerciais das vigas de madeira utilizáveis. Para cada configuração a inclinação ideal da escora superior situa-se entre 45° e 60°. Em particular, para simplificar a execução dos escoramentos têm sido sugeridas as dimensões 2:1 e 2:2 (Figura 5.8) que foram utilizadas no dimensionamento.

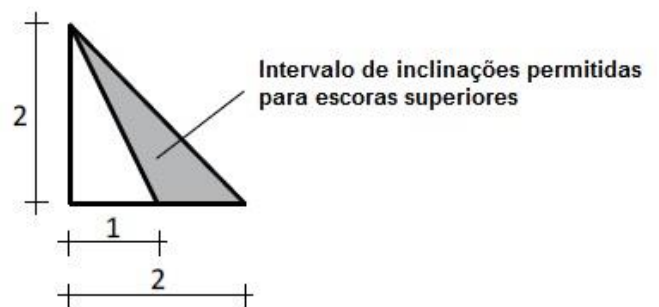
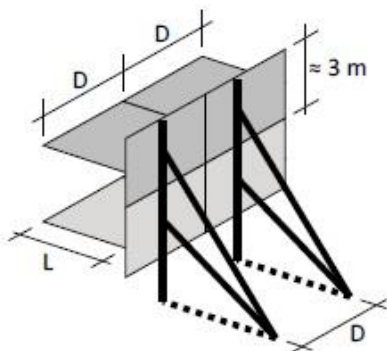


Figura 5.7- Esquema da área de influência de cada escora. **Figura 5.8-** Inclinações permitidas para escora superior.

5.2.1.3 Materiais

O material a utilizar em trabalhos provisórios deverá ser madeira, de secção quadrada para todos os componentes principais dos sistemas. Em todos os cálculos considera-se uma madeira de baixa qualidade, utilizando-se a classe C16 [Tabela 5.1](#).

Tabela 5.1- Parâmetros característicos de resistência, elasticidade e massa específica da madeira da classe C16.

Descrição	Símbolo	Valor
Flexão (Percentil 5)	$f_{m,k}$	16 MPa
Tração paralela à fibra (Percentil 5)	$f_{t,0,k}$	10 MPa
Tração perpendicular à fibra (Percentil 5)	$f_{t,90,k}$	0.3 MPa
Compressão paralela à fibra (Percentil 5)	$f_{c,0,k}$	17 MPa
Compressão perpendicular à fibra (Percentil 5)	$f_{c,90,k}$	2.2 MPa
Corte (Percentil 5)	$f_{v,k}$	1.8 MPa
Módulo de elasticidade paralela à fibra (médio)	$E_{0,med}$	8000 MPa
Módulo de elasticidade paralela à fibra (Percentil 5)	$E_{0,0.05}$	5360 MPa
Módulo de elasticidade perpendicular à fibra (médio)	$E_{90,med}$	270 MPa
Módulo de corte (médio)	G_{med}	500 MPa
Massa volúmica (Percentil 5)	ρ_k	310 kg/m ³
Massa volúmica (médio)	ρ_{med}	370 kg/m ³

Espera-se também que os elementos de madeira sejam expostos às intempéries, por isso, no dimensionamento assume-se uma classe de serviço 3, em alguns casos classe de serviço 2. Os coeficientes parciais de segurança do material para os elementos principais e secundários são os indicados na §2.4 (EC5:EN 1995-1-1:2004-en).

As cargas permanentes estruturais e as cargas permanentes não estruturais (gesso, betonilha, pisos, divisórias) são definidas em função do vão, como mostra a [Tabela 5.2](#) para o piso e a [Tabela 5.3](#) para as varandas.

Tabela 5.2- Análise das cargas para o cenário de referência. Cálculo de cargas derivadas da laje em blocos de cimento para diferentes vãos.

	Vão L [cm]				
	300	400	500	600	700
$H_{lajje} = L/25$ [cm]	16	16	20	24	28
Carga Permanente Estrutural [kN/m ²] – G ₁	2,4	2,4	2,9	3,4	3,9
Reboço em gesso (2 cm)	0,3	0,3	0,3	0,3	0,3
Betonilha (8 cm) em conglomerado leve [kN/m ²]	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Pavimento [kN/m ²]	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Divisórias [kN/m ²]	1,0	1,0	1,0	1,0	1,0
Carga Permanente total não estrutural [kN/m ²] – G ₂	2,8	2,8	2,8	2,8	2,8

Tabela 5.3- Análise das cargas de varadas carregadas para o cenário de referência. Cálculo de cargas derivadas de lajes monolíticas em b.a.

Peso da laje [kN/m ²]	0,15 X 25 = 3,8
Carga permanente estrutural total [kN/m ²] – G_1	3,8
Gesso (2 cm) [kN/m ²]	0,3
Betonilha (8 cm) em aglomerado leve [kN/m ²]	1,0
Pavimento [kN/m ²]	0,4
Carga permanente não estrutural total [kN/m ²] – G_2	1,8
Carga Variável (ambientes suscetíveis à aglomeração cat. 2) [kN/m ²] – Q_1	4,0

5.2.1.4 Esquema de cálculo

As configurações identificadas foram calculadas através de barras articuladas em que cada elemento é constituído por uma barra de madeira, com articulações nas extremidades sujeitas a cargas concentradas nos nós.

Para o cálculo das escoras que são os elementos sujeitos a mais tensões, utiliza-se o esquema estático mostrado na [Figura 5.9](#).

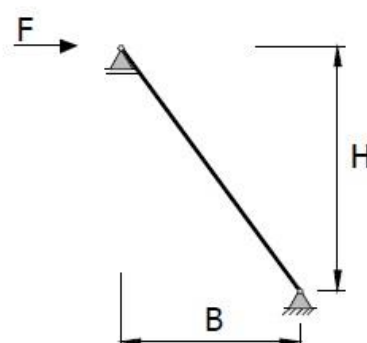


Figura 5.9- Esquema estático para o cálculo de cada escora.

5.2.1.5 Cargas

Combinação de carga

No cálculo de estruturas provisórias consideram-se os tipos de carga apresentados na [Tabela 5.4](#). A mesma tabela também mostra as classes de duração da carga (para serem usadas na verificação dos elementos de madeira). Para estruturas provisórias assume-se um tempo de vida útil de projeto inferior a 10 anos (§ 2.3. (EC0:EN1990:2002-en)).

Em geral supõe-se que a estrutura tem de suportar as ações horizontais da alvenaria, os elementos horizontais suportam uma parte das cargas permanentes e das variáveis, a classe de duração dessas ações sendo descrita no §2.3 (EC5:EN 1995-1-1:2004-en)

Tabela 5.4- Condições de carga utilizadas e a sua duração.

Descrição	Classe de duração
Peso da estrutura (G_1)	Longa (6 meses – 10 anos)
Carga Permanente (G_2)	Longa (6 meses – 10 anos)
Carga Variável (Q)	Média (1 semana – 6 mês)
Ação sísmica (E)	Instantânea

Para a classe de serviço 3, classe de duração instantânea (ação sísmica) e para madeira maciça é obtida $K_{mod} = 0,9$ (§ 3.2 (EC5:EN 1995-1-1:2004-en))

Peso do piso

Assume-se a hipótese de que o piso é de betão armado com altura 16+4 cm sujeito a cargas de acordo com a legislação em vigor, tal como previsto para os edifícios de habitação. Considera-se uma zona de influência da laje, imposta sobre a alvenaria, com um comprimento de 2,5 m.

Em benefício da segurança assume-se que o número de pisos da retenção é igual ao número de escoras de reforço em regime estático de referência (1, 2 ou 3).

A **Tabela 5.5** mostra a análise dos pisos de cargas para o cenário de referência (EC1:EN1991-1:2002-en).

Tabela 5.5- Análise das cargas das lajes para o cenário referido. Cálculo das cargas derivadas da laje aligeirada.

Nome	Descrição	Peso parcial	Peso total
Estrutura permanente (G_1)	Laje em blocos de cimento 16+4	2,6 kN/m ²	2,6 kN/m ²
Estrutura não permanente (G_2)	Reboco em gesso	0,3 kN/m ²	3,0 kN/m ²
	Argamassa e betonilha (8 cm)	1,1 kN/m ²	
	Pavimentação	0,4 kN/m ²	
	Divisões	1,2 kN/m ²	
Ações variáveis (Q)	Ações de cálculo	2,0 kN/m ²	2,0 kN/m ²

Peso da alvenaria

Considera-se que a alvenaria pesa 20 kN/ m³. Esta hipótese permite considerar praticamente todos os tipos de alvenaria, tendo em conta o facto de que não há redução de carga, relacionado com a presença de aberturas.

A **Tabela 5.6** mostra a análise das cargas da alvenaria para o cenário de referência.

Tabela 5.6- Análise das cargas da alvenaria para o cenário de referência.

Nome	Descrição	Símbolo	Peso
Estruturas permanentes (G_1)	Parede de alvenaria	γ_m	20 kN/m ³

Combinação de ações

De acordo com o (EC0:EN1990:2002-en) a combinação sísmica é dada por:

$$G_1 + G_2 + \Psi_2 \times Q + E$$

Com $\Psi_2 = 0,3$ que representa a ação sísmica.

Ações sísmicas

As ações sísmicas para a proteção de paredes de alvenaria podem ser calculadas utilizando o espectro de resposta do projeto conforme descrito no (EC8:NP EN1998-1:2010) e por conseguinte determinadas pela relação:

$$F_a = S \times S_q(T) \times W_a$$

Onde:

S - É o coeficiente que tem em conta a classe do subsolo e a topografia (o produto dos coeficientes de amplificação topográfica S_T e S_S estratográfica);

T - É o período fundamental da estrutura a ser protegido;

$S_q(T)$ - É o valor espectral com ordenada correspondente ao período fundamental da estrutura;

W_a - É o peso em combinação sísmica do elemento a proteger.

De facto a parede a estabilizar é caracterizada por um mecanismo local para fora do plano, levando a um aumento significativo do seu período fundamental, de tal modo que a aceleração espectral correspondente é inferior à do dispositivo de ancoragem.

$$S_q(T) < \frac{a_g}{g}$$

Onde:

a_g - É o valor de cálculo da aceleração à superfície para um terreno tipo A;

g - É a aceleração da gravidade;

Em favor da segurança pressupõe-se um valor mínimo de aceleração igual à do solo, obtendo-se uma ação sísmica (F_a) igual a:

$$F_a = S \times S_q(T) \times W_a = S \times \frac{a_g}{g} \times W_a$$

Com o significado dos símbolos acima definidos.

No caso de um prédio de n pisos, reconhece-se que a ação sísmica em cada piso é distribuída na proporção de participação (h_j) (distribuição triangular). Portanto, a ação do piso j torna-se:

$$F_j = \gamma_j \times F_a$$

Onde o fator de amplificação γ_j vale:

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n W_i}{W_i \times h_i} \times h_j$$

E onde:

W_i – É o peso do piso i;

h_i – É a cota do piso i.

No caso do peso dos pisos ser constante, o coeficiente de amplificação γ_j é obtido na forma:

$$\gamma_j = \frac{2 \times j}{n + 1}$$

Obviamente temos:

$$\sum_{i=1}^n F_i = F_a$$

E, por conseguinte, continua a valer a ação sísmica total obtida com a relação:

$$F_a = S \times \frac{a_g}{g} \times W_a$$

Para o cálculo da ação sísmica pode-se conseguir um resultado semelhante, considerando o facto de que a fachada a salvaguardar é agora uma "parede desconectada" do sistema estrutural e portanto, em caso de um novo sismo, vai funcionar como elemento de piso " secundário ". Para esse caso, as ações sísmicas (F_a), podem ser calculadas de acordo com:

$$F_a = \frac{S_a \times W_a}{q_a}$$

Onde:

S_a – Representa a aceleração máxima adimensional do solo;

W_a – É o peso do elemento;

q_a – É o fator da estrutura.

O termo S_a é definido como:

$$S_a = \frac{a_g}{g} \times S \times \left[\frac{3 \left(1 + \frac{Z}{H}\right)}{1 + \left(1 - \frac{T_a}{T_1}\right)^2} - 0,5 \right] \geq \frac{a_g}{g} \times S$$

Quando:

S - É o coeficiente que tem em conta a classe do subsolo e as condições topográficas;

Z - É a cota do centro de gravidade do elemento a ser monitorizado;

H – É a altura da construção;

T_a – É o período fundamental da parede a salvaguardar;

T_1 – É o período fundamental da estrutura cuja parede faz parte;

Sob as mesmas premissas feitas anteriormente, sabendo que a rigidez da parede já sofreu uma forte degradação, ou seja já está presente um mecanismo, pode-se presumir que o seu período de oscilação fundamental (T_a) é muito maior do que o da estrutura da qual faz parte (T_1).

O elemento do sistema de escoramento sofre durante um sismo uma aceleração máxima igual à do solo e, em seguida:

$$S_a = \frac{a_g}{g} \times S$$

A força horizontal ao qual está sujeita a parede a proteger durante um evento sísmico é igual a:

$$F_a = \frac{S_a \times W_a}{q_a} = \frac{a_g}{g} \times \frac{S \times W_a}{q_a}$$

Onde o valor de aceleração do solo a_g e do coeficiente têm em conta o tipo de solo e as condições topográficas S.

A favor da segurança considera-se um valor unitário do coeficiente de comportamento do elemento de parede ($q_a = 1$), embora o quadro do §4.3.5.3 do (EC8:NP EN1998-1:2010) para paredes externas e fachadas forneça $q_a = 2$, obtendo-se uma ação sísmica igual a:

$$F_a = \frac{a_g}{g} \times S_a \times W_a$$

Semelhante à que seria calculada pela utilização de espectros. Note-se, que a relação não prevê a utilização de qualquer dos fatores de amplificação que tem em conta a eventual distribuição não uniforme da ação sísmica com a cota (que na realidade está implícita na definição do coeficiente S_a). Deste modo, as paredes a menor cota são penalizadas, subestimando-se a ação sobre uma porção de parede a cota maior.

A abordagem que se tem seguido é aquela em que a operação de retenção é dimensionada para a ação maior, utilizando-se o cálculo da ação sísmica por meio dos espectros de resposta sísmica, e o dimensionamento da operação para o elemento mais solicitado.

Para a definição do peso em combinação sísmica do elemento a proteger W_a , faz-se referência ao critério de zonas de influência, segundo a qual a cada retenção compete uma parte de alvenaria com uma largura igual à distância entre as partes dos sistema e uma porção das lajes superiores e inferiores impostas na mesma parede. Estas hipóteses estão esquematizadas na [Figura 5.10](#).

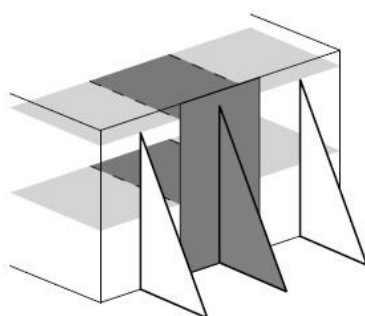


Figura 5.10- Representação das áreas de influência da escora central (cinza). À escora é atribuída a carga de uma parte da parede e parte dos andares.

Cenário de carga

A fim de simplificar tanto quanto possível a escolha da solução de escoramento, decidiu-se definir o cenário de carga de referência. Em particular, têm sido consideradas paredes de espessura até 60 cm e de 60 cm a 100 cm. Tais valores são representativos dos edifícios habitacionais nas operações realizadas e referidas no manual (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010).

A ação horizontal foi calculada assumindo que a cada escora compete uma parte da alvenaria de altura igual a 3,0 m e uma área da laje de comprimento igual a 2,5 m (Figura 5.11).

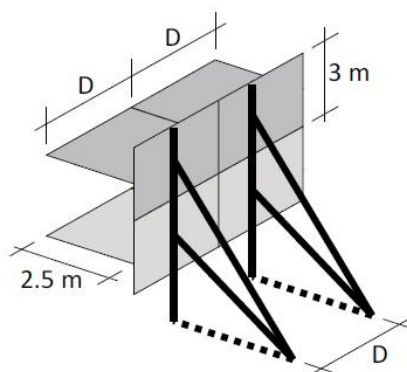


Figura 5.11- Dimensões utilizadas para o cálculo do peso do piso associado a cada escora.

Nesta hipótese de cálculo, obtém-se o peso do piso (W_j) em combinação sísmica:

$$W_j = W = W_{parede} + W_{laje} = \gamma_m \times h_{int} \times s_m \times D + (G_1 \times G_2 + \Psi_2 \times Q) \times L_{piso} \times D =$$

$$W_j = 20 \times 3,0 \times s_m \times D + (2,6 \times 3 + 0,3 \times 2,0) \times 2,5 \times D = 60 \times s_m \times D + (6,2) \times 2,5 \times D =$$

$$W_j = D \times (60 \times s_m \times 15,5) = D \times (930 \times s_m) \text{ [kN]}$$

Com:

s_m – Espessura da parede de alvenaria (em metros);

D – Distância entre guarnições (em metros);

γ_m – Peso específico da parede. Considera-se $\gamma_m=20 \text{ kN/m}^3$;

h_{int} – Altura entre pisos;

L_{piso} - Largura da área de influência da laje.

A ação sísmica em cada piso é calculado tendo em conta as acelerações definidas para cada classe de desempenho (ver **Tabela 5.7**).

Tabela 5.7- Critérios macrossísmicos para a definição da classe de desempenho dos sistemas provisórios numa fase imediata ao sismo.

Classe de Desempenho	Âmbito da intervenção	Aceleração de referência
A	Intervenção nas zonas danificadas caracterizadas pela intensidade Macrosísmica sentida ou prevista ¹ igual ou superior ao grau VIII da escala	0.50 g
B	Intervenção nas zonas danificadas caracterizadas pela intensidade Microsísmica sentida e prevista num curto prazo, inferior a VIII grau da escala MCS. Intervenções que são realizadas em áreas danificadas muitos meses depois do sismo principal ter ocorrido.	0.36 g

¹ Na fase imediatamente pós-sismo deve-se prever uma extensão máxima do grau registado em todo o sistema de falhas relacionadas com o sismo principal, para ter em conta a possível migração do hipocentro das réplicas.

5.2.1.6 Dimensionamento

O dimensionamento das operações de retenção é efetuado de acordo com as seguintes verificações de dimensionamento:

- Verificação do elemento mais solicitado;
- Verificação da instabilidade global;
- Verificação da instabilidade local.

A verificação da resistência das vigas de madeira do elemento mais solicitado (tipicamente a escora superior). As verificações feitas na verificação da instabilidade global são:

- Possível rotação global;
- Possível deslizamento da base.

As verificações feitas na verificação da instabilidade local são:

1. Possível desalinhamento do nó superior da escora inclinada;
2. Possível desalinhamento do nó inferior da escora da base;

3. Possível desalinhamento do nó inferior da escora vertical.

Estas instabilidades são representadas na **Figura 5.12**.

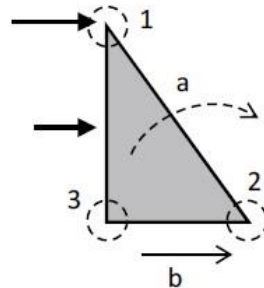


Figura 5.12- Instabilidade Global: a) Possibilidade de rotação da estrutura provisória; b) Possibilidade de deslizamento da base. Instabilidade Local: 1) Possibilidade de desalinhamento do nó inferior da escora inclinada; 2) Possibilidade de desalinhamento do nó da escora da base; 3) Possibilidade de desalinhamento do nó da escora vertical.

As instabilidades listadas estão impedidas de acontecerem quando as ligações dos elementos e fundações são corretamente projetadas e realizadas, como indicado no manual (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010).

Dimensionamento dos elementos críticos

O dimensionamento das operações de retenção é realizado no elemento mais solicitado (elemento crítico, ou seja, a escora superior, **Figura 5.13**) através da análise de estabilidade das escoras simplesmente comprimidas.

Por razões de simplicidade de execução, a secção dimensionada é mantida como está também para os outros elementos "principais" dos sistemas de retenção.

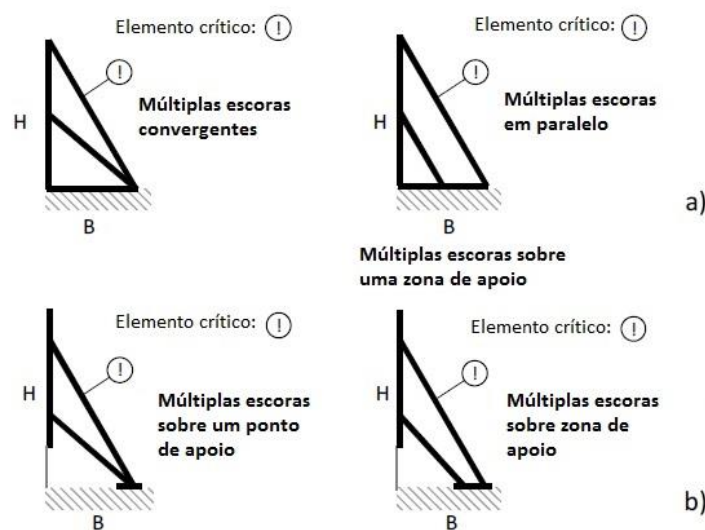


Figura 5.13- Determinação do elemento mais solicitado (elemento crítico). a) "sobre a base de apoio" e b) "sobre ponto de apoio".

Dimensionamento de ligação e ancoragens

Para cada união são realizadas as seguintes verificações (Figura 5.14):

- Verificação ao corte da escora;
- Verificação ao esmagamento da zona frontal do nó;
- Verificação ao esmagamento da parte posterior do nó (ligação)

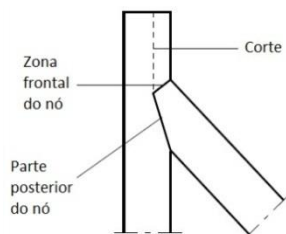


Figura 5.14- A ligação mais solicitada é a superior, geralmente o ângulo formado pela diagonal e a vertical é menor do que o ângulo formado pela base e a diagonal.

Para simplicidade de execução estabeleceu-se a ligação do tipo "nó de ligação único", com uma fresta de profundidade para lá do máximo de um quarto da altura dessa secção (Figura 5.15).

A verificação da escora de todas as configurações consideradas é sempre satisfeita para um prolongamento na vertical sobre a ligação de pelo menos 4 vezes o lado da secção (s). Para a base, porque a inclinação é inferior, é por vezes suficiente um prolongamento igual a $3s$.

Por enquanto interessa saber se o esmagamento do nó frontal admite uma plasticidade local do material. A parte posterior do nó é verificada sempre ao esmagamento local. Além disso, para garantir a integridade da ligação durante um evento sísmico, dispõe de parafusos ligados à escora vertical ou à base (Figura 5.15).

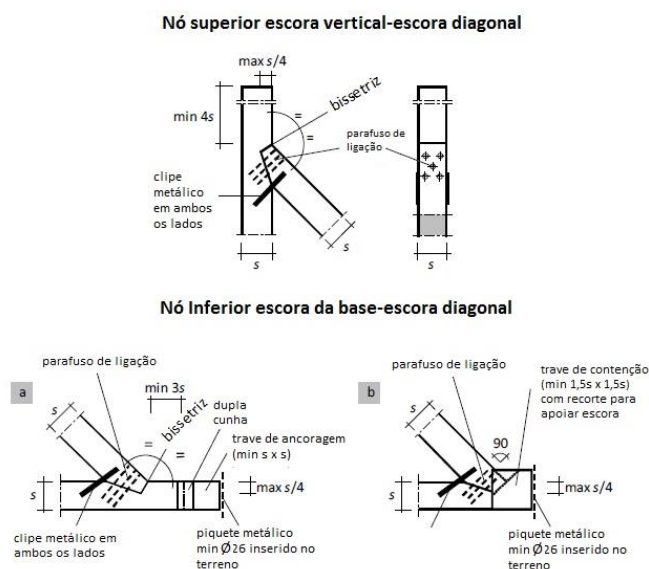


Figura 5.15- Características geométricas das ligações e comprimento mínimo da escora para escora vertical e da base (Barazza, et al., 2010).

Ancoragem

O número de pregagens é definido em função da classe de desempenho associada ao trabalho e aos diferentes cenários de configuração e de carga. Este número foi calculado considerando o impulso horizontal proveniente da estrutura e transmitido ao solo pelo escoramento (F_h), reduzindo-se a componente ligada ao atrito entre a operação de retenção e o solo (F_a).

R_p é a resistência de uma estaca, o número N de pregagens necessárias para cada escoramento de retenção é calculado utilizando a expressão:

$$R_p \times N = F_h - F_a$$

Consequentemente, D é a distância entre as obras de retenção, o valor (d) é a distância entre os piquetes: $d = D/N$.

Assume-se por fim uma profundidade de inserção de pelo menos 50 cm, sobre o terreno (Figura 5.16).

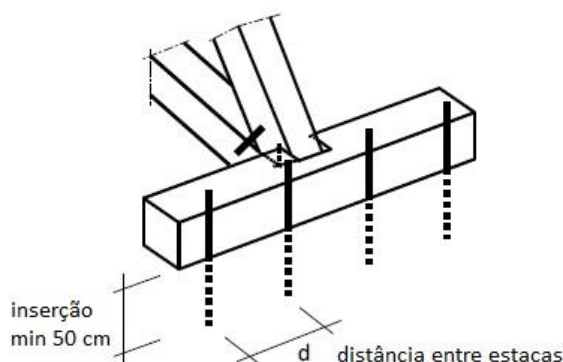


Figura 5.16- Ancoragem ao terreno por escoramentos de base de apoio (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010).

5.2.1.7 Exemplo de Cálculo

De acordo com os dados do subcapítulo 3.1 deste trabalho podemos concluir que em Portugal a maioria dos edifícios em alvenaria, com ou sem placa, possuem dois pisos, ou seja, a altura médias desses edifícios é de 6m. Devido à impossibilidade de efetuar uma análise mais aprofundada para as três soluções propostas, foi escolhida a última opção, no entanto encontram-se no manual (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010) as restantes soluções.

Indica-se a título de exemplo o cálculo de um modelo de escoramento de retenção do tipo R2 com as seguintes características:

- Classe de desempenho: A ($S_a = 0,504$);
- Número de pisos: $n = 2$;
- Base: $B = 3,5 \text{ m}$;
- Distância entre eixos: $D = 1,5 \text{ m}$;
- Espessura da parede de alvenaria: $S_m = 100 \text{ cm}$;
- Altura do edifício: $H = 5,0 \text{ m}$.

A Tabela 3 do manual (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010) indica, para os valores acima, a utilização de uma secção 18x18.

Verificação da escora crítica

Cálculo da solicitação da escora

Como indicado no subcapítulo 5.2.1.4 Esquema de cálculo, a ação sobre a escora é calculada assumindo que cada uma atua (suporta) uma parte da parede de altura de 3m e uma parte da laje com largura de influência de 2,5m.

Utilizando os dados da Tabela 5.5 e Tabela 5.6 obtém-se o peso da laje em combinação sísmica:

$$P_s = G_1 + G_2 + \Psi_2 \times Q = 2,6 + 3,0 + 0,3 \times 2,0 = 6,2 \text{ kN/m}^2$$

Para tal hipótese obtém-se o peso de cada piso em combinação sísmica:

$$W_j = W = W_{parede} + W_{laje} = \gamma_M \times h_{int} \times s_m \times D + (G_1 + G_2 + \Psi_2 \times Q) \times L_{piso} \times D \leftrightarrow$$

$$\leftrightarrow W_j = 20 \times 3,0 \times 1,0 \times 1,5 + 6,2 \times 2,5 \times 1,5 = 113,25 \text{ kN} \approx 113,3 \text{ kN}$$

A ação sísmica para cada piso é calculada de acordo com o subcapítulo 5.2.1.5. Combinação de cargas. Considera-se essa ação como concentrada no local das lajes dos pisos. A força estática equivalente é calculada com a relação seguinte:

$$F_a = \frac{S_a \times W_a}{q_a} = \frac{0,504 \times 226,6}{2} = 57,10 \text{ kN}$$

$q_a = 2$ - Fator da estrutura para paredes exteriores e fachadas

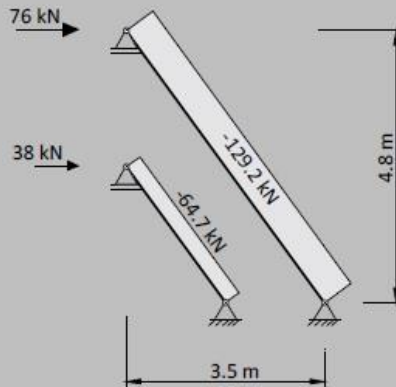
$W_a = 113,3 + 113,3 = 226,6 \text{ kN}$ – Peso da estrutura

$$\gamma_j = \frac{2 \times j}{n + 1}; \quad \gamma_1 = \frac{2 \times 1}{2 + 1} = \frac{2}{3}; \quad \gamma_2 = \frac{2 \times 2}{2 + 1} = \frac{4}{3}$$

$$F_j = F_a \times \gamma_j; \quad F_1 = F_a \times \gamma_1 = 57,10 \times \frac{2}{3} = 38,1 \text{ kN}; \quad F_2 = 57,10 \times \frac{4}{3} = 76,1 \text{ kN}$$

Cálculo do esforço normal

Resolvendo o esquema estático obtém-se o esforço normal em cada escora.



$$\tan \alpha = \frac{4,8}{3,5} \leftrightarrow \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{4,8}{3,5} \right) = 53^{\circ},90$$

$$N_{piso\ 2} = - \frac{76,1}{\cos 53^{\circ},90} = -129,2\ kN$$

$$N_{piso\ 1} = - \frac{38,1}{\cos 53^{\circ},90} = -64,7\ kN$$

Verificação da escora crítica

Indica-se de seguida a verificação da escora mais solicitada (escora 2), correspondente à escora superior.

Para as escoras considera-se:

- De madeira do tipo C16;
- Classe de serviço 3;
- Classe de duração da carga: instantânea.

Assim assumem-se os seguintes valores, retirados do EC5 (EC5:EN 1995-1-1:2004-en) e da Norma (BS EN14081-1:2005):

$$f_{c,o,k} = 17\ MPa$$

$$K_{mod} = 0,90$$

$$\gamma_M = 1,50$$

$$E_{0,05} = 5360\ MPa$$

$$\beta_c = 0,2 \text{ madeira maciça}$$

$$\text{Secção } 18 \times 18: A = 18 \times 18 = 324\ cm^2$$

$$\text{Momento de inércia: } J_x = J_y = J = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{18 \times 18^3}{12} = 8748\ cm^4$$

$$\text{Raio de giração de inércia: } \rho = \sqrt{\frac{J}{A}} = \sqrt{\frac{8748}{324}} = 5,196 \approx 5,20\ cm$$

$$\beta_x = \beta_y = 0,5$$

$$l_{eff,x} = l_{eff,y} = \beta_x \times L = 0,5 \times 6 = 3,0\ m$$

$$\sigma_{crit,c} = \frac{\pi^2 \times E_{0,05} \times \rho^2}{l_{eff,x}^2} = \frac{\pi^2 \times 5360 \times (5,20 \times 10^2)^2}{3,0^2} = 15,89 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{rel,c} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{crit,c}}} = \sqrt{\frac{17}{15,89}} = 1,03$$

$$k = 0,5 \times [1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,c} - 0,3) + \lambda_{rel,c}^2] = 1,12$$

$$k_{crit,c} = \frac{1}{\left(k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}\right)} = \frac{1}{\left(1,12 + \sqrt{1,12^2 - 1,03^2}\right)} = 0,63$$

Esforço normal atuante: $N = 129,2 \text{ kN}$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{129,2}{324} = 3,99 \text{ MPa}$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k \times f_{c,0,d}} = \frac{3,99}{0,66 \times 10,2} = 0,59 < 1 \quad \text{Verifica}$$

Verificação da ligação

Para a ligação a verificação relevante é a que diz respeito ao corte paralelo às fibras da escora.

Para a verificação utiliza-se a fórmula:

$$\tau_d = \frac{N[\cos \alpha - f_a \times \sin(\alpha - \beta) \times \cos \beta]}{s \times 4s} \leq f_{v,d}$$

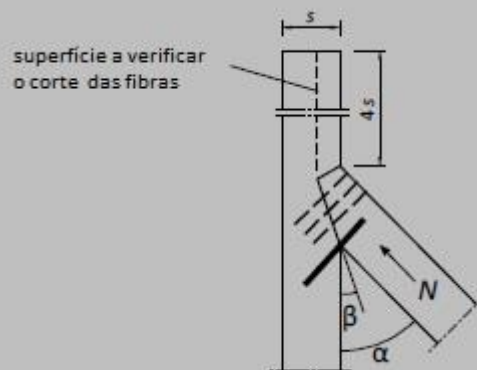


Figura 5.17- Esquema para a verificação.

Assumem-se os seguintes valores:

$$f_{v,k} = 1,8 \text{ MPa}$$

$$K_{mod} = 0,90$$

$$\gamma_M = 1,50$$

$$f_{v,d} = K_{mod} \times \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,90 \times \frac{1,8}{1,5} = 1,08 \text{ MPa}$$

Verifica-se a ligação mais solicitada (escora 2)

$$N = -129,2 \text{ kN}$$

$f_a = 0,4$ – Coeficiente de atrito estático (madeira- madeira)

$\alpha = 36^\circ$ $\beta = 9^\circ$ $s = 18 \text{ cm}$

$$\tau_d = \frac{129,2 \times 10^{-3} [\cos 36 - 0,4 \times \sin(36 - 9) \times \cos 9]}{0,18 \times 4 \times 0,18} = 0,63 \text{ MPa} \leq 1,08$$

Verifica

Além disso, para assegurar a integridade da ligação durante um evento sísmico a escora terá de estar ligada à escora vertical por meio de parafusos conforme figura 100.

Omite-se a verificação ao esmagamento local da parte anterior e posterior do nó porque essas partes são conhecidas como terem fenómenos de plasticidade locais.

Verificação das ancoragens

Para a verificação das ancoragens é definida a ação horizontal a ser confiada às pregagens, como ação horizontal total da escora que é reduzida pela componente devido ao atrito. Indica-se o cálculo para o trabalho de contenção que está a ser analisada no exemplo, considerando a favor da segurança a configuração da escora convergente.

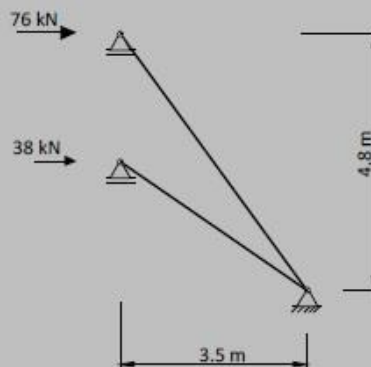


Figura 5.18- Esquema de escora convergente.

$$D = 1,5 \text{ m}$$

$$A_{h,2} = 76,1 \text{ kN} - \text{Ação horizontal da escora 2}$$

$$A_{h,1} = 38,1 \text{ kN} - \text{Ação horizontal da escora 1}$$

$$A_{h,t} = A_{h,2} + A_{h,1} = 76,1 + 38,1 = 114,2 \text{ kN}$$

$$\tan \delta = \frac{2,4}{3,5} \leftrightarrow \delta = \tan^{-1} \left(\frac{2,4}{3,5} \right) = 34,41^\circ - \text{Ângulo entre a escora 1 e o terreno, considerando metade da altura da escora 2.}$$

$$A_{v,2} = 76,1 \times \tan(53,9) = 104,4 \text{ kN} - \text{Ação vertical da escora 2}$$

$$A_{v,1} = 38,1 \times \tan(34,41) = 26,1 \text{ kN} - \text{Ação vertical da escora 1}$$

$$A_{v,t} = A_{v,2} + A_{v,1} = 104,4 + 26,1 = 130,5 \text{ kN}$$

$$f_a = 0,5 - \text{Coeficiente de atrito estático (madeira – terreno)}$$

$$A_h = A_{h,t} - f_a \times A_{v,t} = 114,2 - 0,5 \times 130,5 = 48,9 \text{ kN} - \text{Ação horizontal da retenção.}$$

$$R_p = 10 \text{ kN} - \text{Capacidade de cada estaca}$$

Obtém-se assim a distância entre eixos:

$$d = \frac{D \times R_p}{A_h} = \frac{1,5 \times 10}{48,9} = 0,30 \text{ m}$$

5.2.2 Escoramento de contenção em madeira

5.2.2.1 Descrição e finalidade do sistema

O escoramento de contenção é um sistema externo que evita a queda ou desmoronamento de paredes de alvenaria fora do plano, que aproveita a capacidade de transferência de cargas horizontais a um edifício em frente (ver [Figura 5.19](#))

O objetivo da intervenção é o de prevenir ou contrariar:

- Queda da fachada como resultado da diminuição da ligação das paredes exteriores;
- Queda da fachada como resultado de fissuras nas paredes exteriores;
- Abaulamento da parede para o exterior.

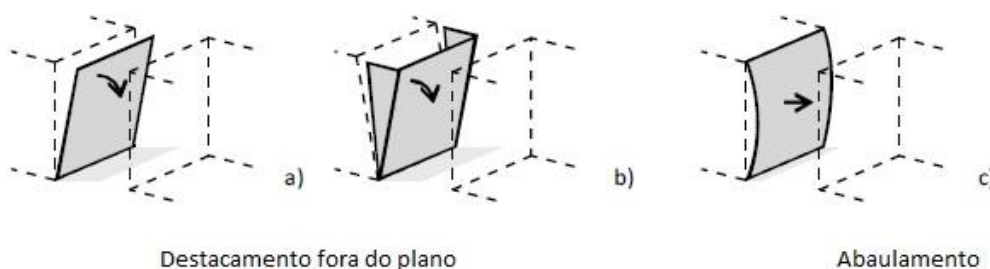


Figura 5.19- Mecanismos cinemáticos a contrariar. a) A inclinação da fachada como resultado da diminuição da ligação das paredes exteriores. b) Queda da fachada como resultado de fissuras nas paredes exteriores. c) Abaulamento da parede para o exterior.

O objetivo é conseguir, por meio de um controlo externo, a capacidade de transferir as ações sísmicas horizontais da parede da guarda a um prédio em frente em boas condições, redistribuindo segundo componentes predominantemente horizontais ([Figura 5.20](#) e [Figura 5.21](#))

Apresenta-se na [Figura 5.22](#) um caso de aplicação deste tipo de escoramento, O escoramento de contenção é feito pelo conjunto de escoras sobre escoras que repousam sobre a parede a ser

protegida, organizado de forma a descarregar as cargas sobre o revestimento de parede do edifício vizinho.

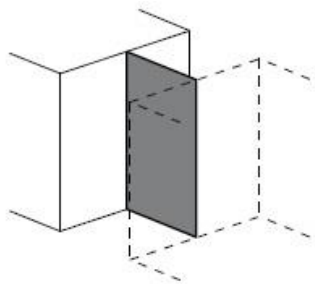


Figura 5.20- Representação do sistema.

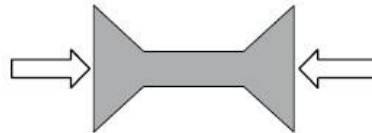


Figura 5.21- Representação esquemática das ações sobre a contenção.



Figura 5.22- Exemplo de aplicação do sistema (Umbria e Marche 1997) *Fonte: Servizio di Documentazione e relazione esterne del CNVVF.*

É evidente a capacidade de transferir as ações sísmicas horizontais da parede a proteger a um revestimento de construção, redistribuindo de acordo componentes predominantemente horizontais.

5.2.2.2 Esquema da solução do escoramento

Soluções de projeto

Para as operações de escoramento de contenção existem diferentes soluções de projeto possíveis, principalmente com base em conhecimentos de dois cenários:

- Contenções a par: a parede a salvaguardar tem uma altura igual ou inferior ao edifício próximo;
- Contenção com escora inclinada: a parede a salvaguardar tem maior altura do que o edifício próximo.

A **Figura 5.23** mostra a classificação apenas introduzida. As soluções também são diversificadas de acordo com as dimensões geométricas do problema, em particular de acordo com o número de pisos do sistema de contenção (contenção com o 1º, 2º ou 3º piso) e a distância (L) entre o edifício a salvaguardar e o que servirá de suporte (os valores de W são definidos tendo como referência a altura entre pisos h : $L \leq h$; $h < L \leq 1,5 \times h$; $1,5 \times h < L \leq 2 \times h$. As configurações que são identificadas para os diferentes valores dos dois parâmetros estão representados no manual (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010).

Observa-se que nos casos em que $L > h$ espera-se a presença de um elemento de rigidez vertical. O propósito de tal elemento é duplo: em primeiro lugar limita o comprimento da travessa e permite uma inclinação ótima para o elemento diagonal. Em segundo lugar permite a gestão de questões críticas relacionadas com a com a descarga das solicitações nas paredes que podem não ser capazes de suportar o impulso, através da distribuição de esforços.

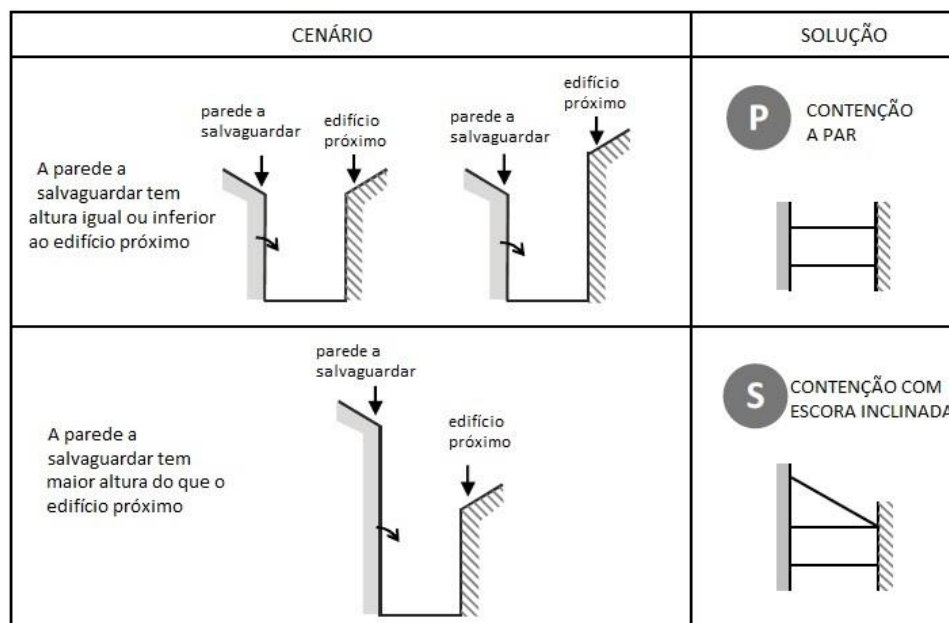


Figura 5.23- Cenários e soluções dos sistemas escoramentos de contenção.

5.2.2.3 Material

O material a utilizar e as suas características são as já referidas no subcapítulo 5.2.1.3

5.2.2.4 Cargas

As definições das cargas são as mesmas que as utilizadas para os escoramentos de retenção, subcapítulo 5.2.1.5.

5.2.2.5 Dimensionamento

Para o dimensionamento de escoramentos de contenção adotou-se as mesmas instruções do manual (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010) para os escoramentos de retenção.

Em particular, dimensiona-se o elemento mais solicitado (elemento crítico) para cada solução de projeto. O elemento crítico coincide, para esquemas "a par" com uma barra superior, enquanto nos esquemas "com escora diagonal" (Figura 5.24). O dimensionamento da secção do elemento crítico é definido em função da largura da zona de transição (B) e da altura entre pisos (h) (ver Figura 5.24). No caso do esquema P1 o comprimento da escora coincide com a distância B.

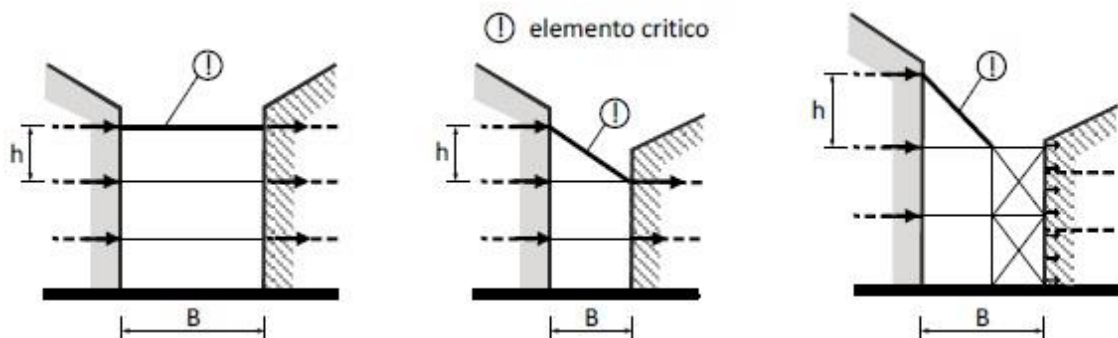


Figura 5.24- Identificação do elemento crítico do escoramento de contenção. Assume-se que a parede a salvaguardar é sempre a da esquerda.

A aplicabilidade das tabelas transmitidas pelo esquema (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010) é suportada pela validade das seguintes hipóteses de cálculo:

- Relação B/h do elemento crítico compreendido no intervalo $[0,5;1]$;
- Classe da escora de madeira não inferior a C16.

O dimensionamento é feito considerando a condição mais desfavorável, em particular para a contenção a par tem-se $B = h$ (comprimento máximo da trave), enquanto que para a contenção com escora inclinada definiu-se $B = 0,5 \times h$ (máxima inclinação e, por isso, esforço máximo na diagonal).

Consistente com os pressupostos de cálculo formulados, é importante especificar que no dimensionamento dos escoramentos de contenção, de acordo com o manual (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010) não são projetados para neutralizar os fenómenos de batimento do edifício. No entanto, tem em conta o auto-suporte do escoramento em caso de uma potencial separação mútua durante um sismo.

Dimensionamento dos elementos críticos

O dimensionamento de sistemas de contenção é efetuado de modo similar ao que foi apresentado para os escoramentos de retenção: a partir da força sísmica do piso é dimensionado o elemento mais solicitado.

Para a contenção a par adota-se, como medida de precaução, as mesmas secções calculadas para o escoramento de retenção a partir da base B , a distância entre eixos D e a altura total H . Verifica-se que o maior comprimento livre de inflexão é fornecido onde é menor o esforço normal. No caso das contenções com escora inclinada fixa-se o B, D e H , e está verificada a possibilidade de utilização da secção da escora de retenção R1 apesar das quotas serem ligeiramente superiores.

Exemplo de cálculo

Para exemplos de cálculo, consulte a ficha respetiva do manual (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010).

5.2.3 Escoramentos de Suporte e Aberturas

5.2.3.1 Descrição e finalidade do sistema

Os escoramentos de suporte e das aberturas são sistemas que salvagam a queda de parte das paredes por cima das aberturas e a conseqüente possível perda de apoio da laje sobreposta (Figura 5.25 a)). Também podem contrariar a deformação excessiva dos pilares de alvenaria laterais da abertura (Figura 5.25 b)).

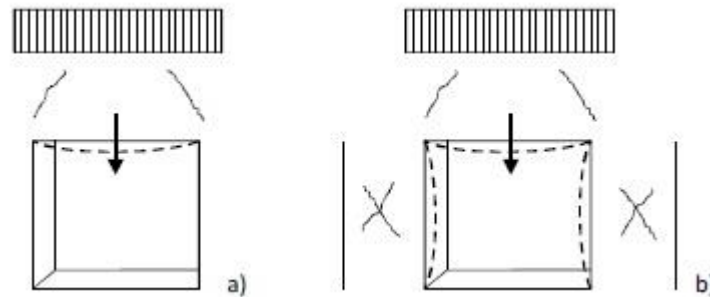


Figura 5.25- Tipo de movimento de contenção: a) Queda de parte da parede acima da abertura. b) Contenção da deformação lateral dos pilares de alvenaria.

O objetivo deste sistema é sustentar as cargas verticais e transferi-las para a parte inferior das aberturas (Figura 5.26). Também pode ser necessário limitar a deformação de parte da parede lateral da abertura, bloqueando os efeitos de expulsão laterais. Apresenta-se na Figura 5.27 um caso de aplicação deste tipo de escoramento, com um elemento que suporta a ação vertical na parte da alvenaria acima da abertura a ser salvaguardada. Uma parte da carga da laje também é transferida sobre a abertura.

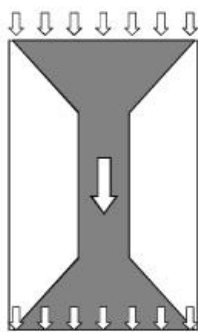


Figura 5.26- Representação esquemática da ação das cargas no sistema (Barazza, et al., 2010).



Figura 5.27- Escoramento de suporte e contenção lateral em aberturas. (Goriano Sicoli, 2009). (Grupo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010)

O elemento que gera a ação vertical na parte da alvenaria acima da abertura a ser salvaguardada. Uma parte da carga da laje também é transferida sobre a abertura.

Nos casos em que se tenta limitar a deformação das paredes de alvenaria, a operação de suporte é reforçada por meio de cintas e uma travessa intermédia com o objetivo de neutralizar o

deslocamento do bloco triangular que se pode formar a seguir à rotura por corte das paredes de alvenaria em torno da abertura.

5.2.3.2 Escolha da solução de escoramento

Soluções de projeto

Para os escoramentos de suporte e aberturas foram identificadas diferentes soluções, com base no tipo de movimento a contrariar e o tamanho da abertura. Portanto destacam-se:

- Sistema apenas com a função de suporte;
- Sistema com função de suporte e contenção lateral.

Serve para:

- Aberturas "estreitas", com vãos até 1,5 m;
- Aberturas "largas", com vãos compreendidos entre 1,5 e 3 m.

As configurações identificadas são apresentadas na **Figura 5.28**.

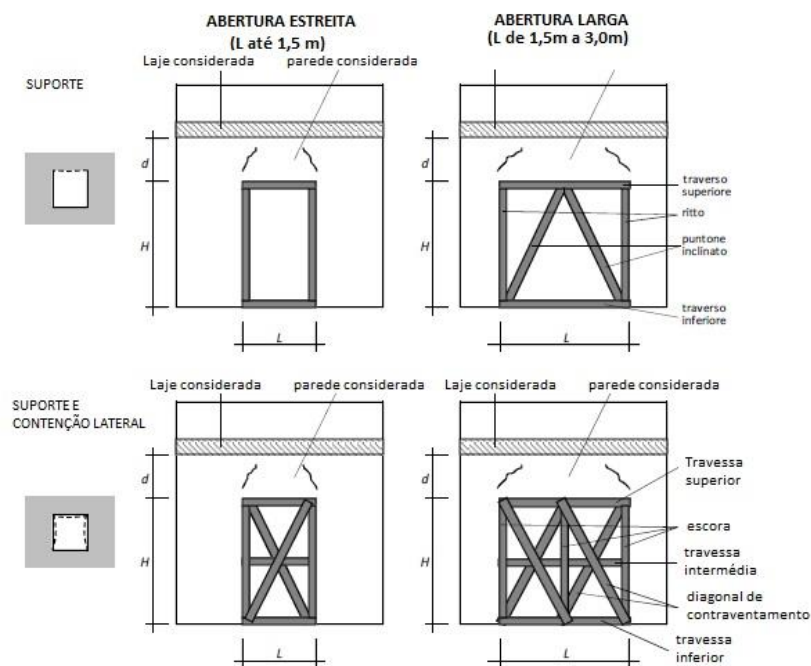


Figura 5.28- A configuração diversifica-se com base no tipo de movimento da operação de contenção e da largura da abertura.

5.2.3.3 Material

O material a utilizar e as suas características são as já referidas no subcapítulo 5.2.1.3

5.2.3.4 Esquema de cálculo

Para o cálculo do sistema utiliza-se um diagrama de estática de viga contínua em dois ou três apoios, dependendo da largura da abertura (Figura 5.29).

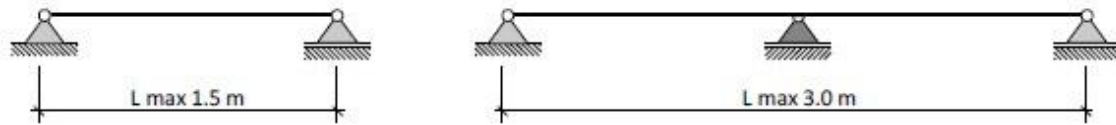


Figura 5.29- Esquema estático utilizado para o dimensionamento do sistema, dependendo da largura da abertura. a) Aberturas "estreita". b) Aberturas "largas".

5.2.3.5 Cargas

Condição de carga

No cálculo das operações provisórias considera-se a tipologia de cargas apresentadas na Tabela 5.4. Na tabela são mostradas as classes de duração da carga (a serem utilizadas na verificação dos elementos de madeira). Tratando-se de uma operação provisória assume-se uma vida útil não superior a 10 anos.

Para a classe de serviço 3 e para a classe de duração longa e para madeira maciça é obtida $K_{mod} = 0,55$ (EC5:EN 1995-1-1:2004-en).

Peso do piso

Assume-se o piso do tipo blocos de cimento com espessura 16 + 4 cm carregado de acordo com as normas vigentes, como previsto para a construção de edifícios residenciais.

As cargas do piso para o cenário de referência são as já mencionadas na Tabela 5.5.

Peso da alvenaria

Semelhante ao subcapítulo 5.2.1.5.

Combinação de ações

A combinação dos estados limite é obtida a partir da relação:

$$1,3 \times G_1 + 1,5 \times G_2 + Q$$

Considera-se o coeficiente para cargas variáveis igual a 1.

Cenário de carga

A fim de simplificar as escolhas de projeto e padronização das soluções, o cenário de carga de referência é semelhante para cada configuração e tem em consideração os seguintes intervalos para a espessura da alvenaria:

- Até 40cm;
- De 40 a 60cm;
- De 60 a 80 cm;
- De 80 a 100cm.

Também se considera a carga da laje através da definição de 4 níveis de carga diferentes (Figura 5.30).

- Faixa de carga de 0 m: Ser utilizada no caso de não existir laje ou quando a distância entre a abertura e a laje (d) é maior do que a largura L da abertura (acredita-se que neste último caso, o peso da laje é descarregado para os lados da abertura);
- Faixa de carga de 1m: para ser usada tanto em casos onde a faixa da laje é paralela à parede com abertura a salvaguardar, e nos casos em que as cargas sobre a abertura de uma banda da laje têm um comprimento máximo de 1 metro;
- A faixa de carga de 3 m: para ser usada nos casos em que as cargas sobre a abertura de uma faixa da laje têm um comprimento máximo de 3 m;
- A faixa de carga de 5 m: para ser usada nos casos em que as cargas sobre a abertura de uma banda do piso têm um comprimento máximo de 5 m.

Nos casos em que a laje é sustentada por prumos, a faixa de carga corresponde a metade da distância entre a parede e a parte do sistema de escoramento mais próximo.

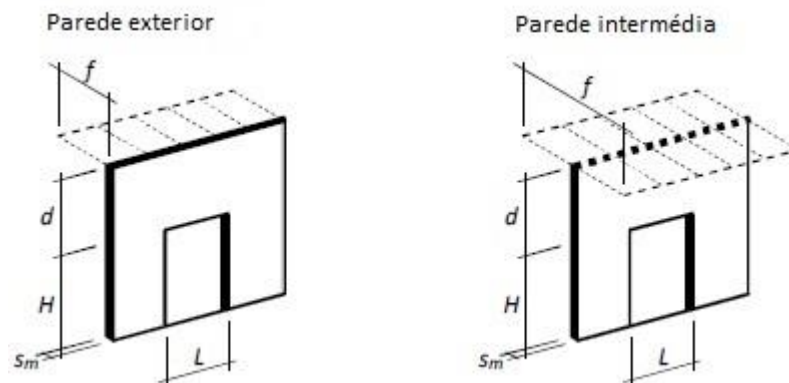


Figura 5.30- Localização da faixa de carga da laje sobre o sistema de suporte.

5.2.3.6 Dimensionamento

O dimensionamento do sistema de suporte e de contenção lateral é feito para o elemento mais solicitado (a travessa superior) e definido, conseqüentemente, com a secção dos elementos restantes: Travessas intermédias e inferiores, poste e escoras inclinadas. Deste modo tais elementos são sobredimensionados, mas a realização e cálculo do material são muito simplificada.

Dimensionamento dos elementos críticos

O dimensionamento é feito utilizando dois esquemas estáticos diferentes para casos com aberturas "estreita" e "largas" (respetivamente diagramas (a) e (b) na [Figura 5.32](#)).

A carga atribuída é composta pela soma da contribuição da laje convergente e da alvenaria colocada imediatamente acima da abertura a ser salvaguardada. Em particular no que diz respeito à alvenaria, considera-se que o sistema de suporte é carregado com parte do peso parede delimitada por um triângulo equilátero de lado igual à largura L da abertura ([Figura 5.31](#)).

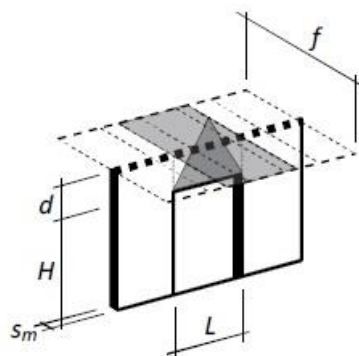


Figura 5.31- Esquema da carga da parede e da laje do sistema de suporte.

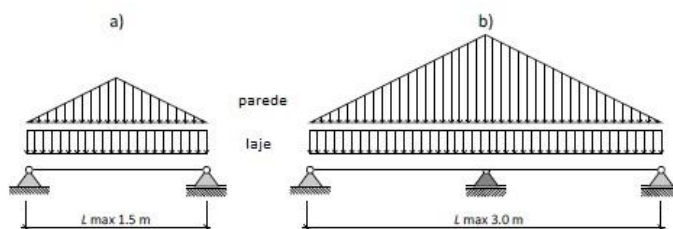


Figura 5.32- a) Diagrama estático representativo para as aberturas "estreitas" com nenhuma pilar central. b) Diagrama estático representativo para as aberturas "largas" com pilar central.

Verificação do pilar

Para os pilares faz-se a análise de estabilidade à compressão aplicando uma tensão normal igual às reações de apoio nos diagramas na [Figura 5.32](#).

5.2.3.7 Exemplo de cálculo

O dimensionamento de um sistema de suporte e contenção lateral tem as seguintes características:

- Largura das aberturas: $L = 2,0 \text{ m}$ (abertura "larga");
- Altura das aberturas: $H = 3,0 \text{ m}$;
- Espessura das paredes de alvenaria: $s_m = 60 \text{ cm}$;
- Faixa de influência da laje sobre o sistema: $f = 3,0 \text{ m}$.

As considerações apresentadas na combinação de ações, o peso das lajes em combinação nos Estados Limites Últimos obtêm-se:

$$P_s = 1,3 \times G_1 + 1,5 \times G_2 + Q = 1,3 \times 2,6 + 1,5 \times 3,0 + 2,0 = 9,9 \text{ kN/m}^2$$

A tabela 1 do manual (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010) indica, para os valores acima mencionados, a secção dos pilares e vigas 15x15 (sistema dual).

Verificação das vigas

Peso das lajes pela combinação de E.L.U: $P_s = 9,9 \text{ kN/m}^2$

Da tabela 1 do manual (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010) obtemos as dimensões dos elementos de 15 x 15.

As características da madeira sólida da Classe C16, classe de serviço 3 e classe de duração longa são:

$$k_{mod} = 0,55; \quad f_{m,k} = 16 \text{ MPa}; \quad f_{v,k} = 1,8 \text{ MPa}$$

O coeficiente de parcial de segurança para elementos com função de distribuição de esforços é $\gamma_M = 1,0$.

$$f_{m,d} = k_{mod} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,55 \times \frac{16}{1,0} = 8,8 \text{ MPa}$$

$$f_{y,d} = k_{mod} \times \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,55 \times \frac{1,8}{1,0} = 0,99 \approx 1 \text{ MPa}$$

Secção: 2 travessas 15 x 15

Área da secção: $A = 2 \times 15 \times 15 = 450 \text{ cm}^2$

Módulo resistente: $W_x = W_y = 2 \times \frac{b \times h^2}{6} = 2 \times \frac{15 \times 15^2}{6} = 1125 \text{ cm}^3$

Momento resistente: $M_r = W \times f_{m,d} = 1125 \times 8,8 = 9900 \text{ MPa} \cdot \text{cm}^3 = 9,9 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Esforço Transverso resistente: $V_r = A \times \frac{f_{v,d}}{1,5} = 450 \times \frac{1,0}{1,5} = 300 \text{ MPa} \cdot \text{cm}^2 = 30,0 \text{ kN}$

Número de vãos: $n_c = 2$

Carga da laje em combinação E.L.U: $q_{laje} = P_s \times f = 9,9 \times 3,0 = 29,7 \text{ kN/m}$

Esforço transverso máximo (apoio central) da carga da laje: $V_{m\acute{a}x} = \frac{5}{8} \times q \times \frac{L}{n_c} = \frac{5}{8} \times 29,7 \times \frac{2}{2} = 18,56 \text{ kN}$

Momento máximo (apoio central) de carga da laje: $M_{m\acute{a}x} = \frac{1}{8} \times 29,7 \times \left(\frac{2}{2}\right)^2 = 3,71 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Carga (triangular) da parede em combinação E.L.U: $q_{parede} = 1,3 \times \gamma_M \times s_m \times L \times \sin(60^\circ) = 1,3 \times 20 \times 0,60 \times 2 \times \sin(60^\circ) = 27,02 \text{ kN/m}$

Esforço transversal (apoio central) da carga da parede: $V_{m\acute{a}x} = 0,4 \times q_{parede} \times \frac{L}{n_c} = 0,4 \times 27,02 \times \frac{2}{2} = 10,81 \text{ kN}$

Momento máximo (apoio central) carga da parede: $M_{m\acute{a}x} = \frac{1}{15} \times q_{parede} \times \left(\frac{L}{n_c}\right)^2 = \frac{1}{15} \times$

$$27,02 \times \left(\frac{2}{2}\right)^2 = 1,80 \text{ kN.m}$$

Esforço transverso máximo (apoio central) total: $V_{m\acute{a}x,total} = V_{m\acute{a}x,laje} + V_{m\acute{a}x,parede} = 18,56 + 10,81 = 29,37 \text{ kN}$

$$V_{m\acute{a}x,total} \leq V_r \leftrightarrow 29,37 \text{ kN} \leq 30,0 \text{ kN} \text{ Verifica}$$

Momento máximo (apoio central) total: $M_{m\acute{a}x,total} = M_{m\acute{a}x,laje} + M_{m\acute{a}x,parede} = 3,71 + 1,80 = 5,51 \text{ kN.m}$

$$M_{m\acute{a}x,total} \leq M_r \leftrightarrow 5,51 \text{ kN.m} \leq 9,9 \text{ kN.m} \text{ Verifica}$$

Verificação dos pilares

Materiais: Madeira C16

Classe de Serviço 3

Classe de duração da carga: longa

$$f_{c,0,k} = 17 \text{ MPa}$$

$$K_{mod} = 0,55$$

$$\gamma_M = 1,50$$

$$E_{0,05} = 5360 \text{ MPa}$$

$$f_{c,0,d} = K_{mod} \times \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 0,55 \times \frac{17}{1,5} = 6,2 \text{ MPa}$$

Secção 15 X 15: $A = 15 \times 15 = 225 \text{ cm}^2$

Momento de inércia: $J_x = J_y = J = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{15 \times 15^3}{12} = 4219 \text{ cm}^4$

Raio de giração de inércia: $\rho = \sqrt{\frac{J}{A}} = \sqrt{\frac{8748}{324}} = 5,196 \approx 5,20 \text{ cm}$

Esforço Normal para cada escora: $N = 2 \times \frac{V_{m\acute{a}x,total}}{2} = 2 \times \frac{29,4}{2} = 29,4 \text{ kN}$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{29,4}{225} = 1,31 \text{ MPa}$$

$l_{eff,x} = l_{eff,y} = H = 3,0 \text{ m}$ – Comprimento livre de inflexão

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{H}{\rho} = \frac{3,0}{4,33 \times 10^{-2}} = 69,28 \approx 69,3 \text{ – Esbelteza}$$

$$\sigma_{crit,c} = \frac{\pi^2 \times E_{0,05}}{\lambda_x^2} = \frac{\pi^2 \times 5360}{69,3^2} = 11,02 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{rel,c} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{crit,c}}} = \sqrt{\frac{17}{11,0}} = 1,24$$

$\beta_c = 0,2$ - Madeira maciça

$$k = 0,5 \times [1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,c} - 0,3) + \lambda_{rel,c}^2] = 0,5 \times [1 + 0,2 \times (1,24 - 0,3) + 1,24^2] \leftrightarrow$$

$$\leftrightarrow k = 1,37$$

$$k_{crit,c} = \frac{1}{\left(k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}\right)} = \frac{1}{\left(1,37 + \sqrt{1,37^2 - 1,24^2}\right)} = 0,52$$

5.2.4 Escoramentos de apoio de lajes e varandas

5.2.4.1 Descrição e finalidade do sistema

Os escoramentos de apoio de lajes e varandas são estruturas de apoio para suportar as cargas estabelecidas a sótão ou varanda evitando a progressão dos fenómenos de fissuração e/ou deformação da estrutura (Figura 5.33).

O objetivo deste sistema é apoiar a laje ou a varanda relativamente às cargas acidentais, de modo a minimizar os esforços e neutralizar as deformações.

O objetivo é conseguido através da realização de uma estrutura que tem a capacidade de transferir as cargas verticais para o solo através da existência de elementos de suporte.

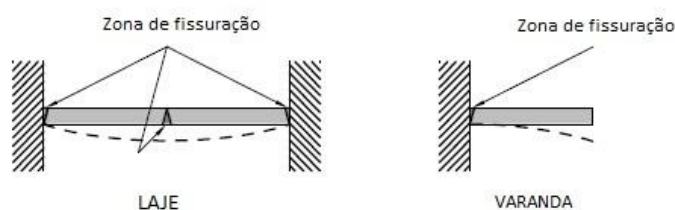


Figura 5.33- Mecanismos de deformação: Inflexão da laje e varanda.

5.2.4.2 Escolha da solução de escoramento

Soluções de projeto

Para as operações de apoio de lajes e varandas foram identificados diversas soluções de projeto com base na possibilidade de construir ou não uma nova forma de transmissão das cargas para o solo. As soluções diversificam-se também de acordo com os valores de projeto do vão da laje e a distância entre eixos entre as escoras.

No que diz respeito à possibilidade de construção de uma linha de descarga até a base, existem duas configurações possíveis:

- Esquema "S": Escoramento de suporte da laje que interseja as adjacentes com a definição de um novo percurso de descarga das cargas ao solo (Figura 5.34);
- Esquema "T": o escoramento de suporte da laje em pórtico de modo a distribuir a carga sobre os elementos de suporte de carga existentes (Figura 5.35).

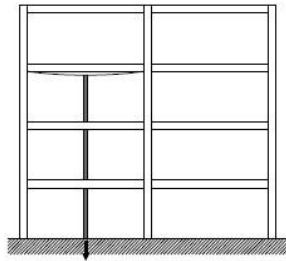


Figura 5.34- Esquema "S": Escoramento de suporte da laje que interjeta as adjacentes com a definição de um novo percurso de descarga das cargas ao solo.

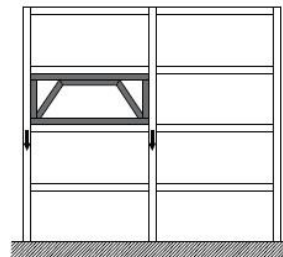


Figura 5.35- Esquema "T": o escoramento de suporte da laje em pórtico de modo a distribuir a carga sobre os elementos de suporte de carga existentes.

A solução segundo o esquema "S" é indicada nos casos em que haja necessidade de uma execução rápida e há possibilidade de ocupar todos os pisos abaixo da laje afetada com escoramento, com o intuito de descarregar as cargas até ao solo.

Para o esquema "S" existem três tipos de configurações, dependendo do vão da laje e da distância entre eixos das escoras:

- S1: Escoramento único com apenas uma escora de suporte (Figura 5.36);
- S2: Escoramento duplo paralelo, com duas escoras de suporte (Figura 5.37);
- S3: Escoramento triplo paralelo com três escoras de suporte (Figura 5.38).

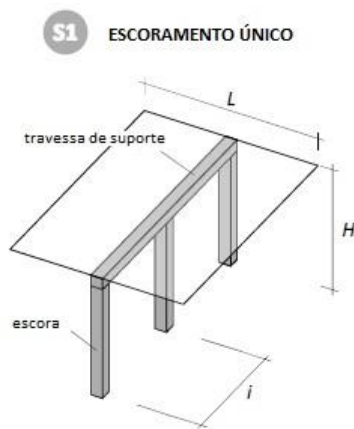


Figura 5.36- Escoramento único com apenas uma escora de suporte.

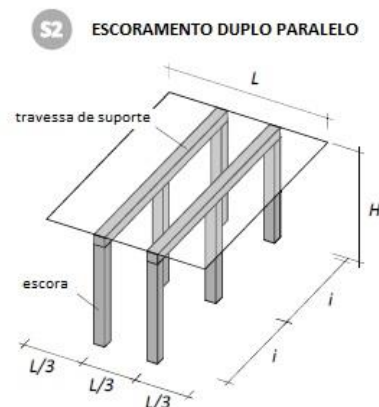


Figura 5.37- Escoramento duplo paralelo, com duas escoras de suporte.

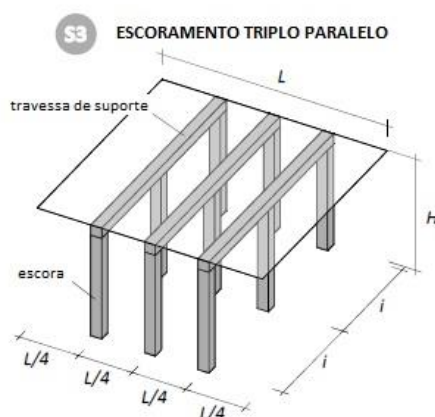


Figura 5.38- Escoramento triplo paralelo com três escoras de suporte.

No que diz respeito aos escoramentos das varandas está previsto apenas um esquema com escoramento duplo paralelo, tendo em conta o facto de que o campo de aplicação é limitado para varandas salientes no máximo 3 metros.

A solução segundo o esquema "T" é mais trabalhosa, permitindo no entanto transmitir a carga através de elementos de suporte sem a ocupação dos pisos abaixo.

O esquema "T" é caracterizado como uma solução de simples conceção, dimensionada para vários intervalos de vãos de laje a suportar e com uma distância entre os pórticos (i_t) constante (Figura 5.39).

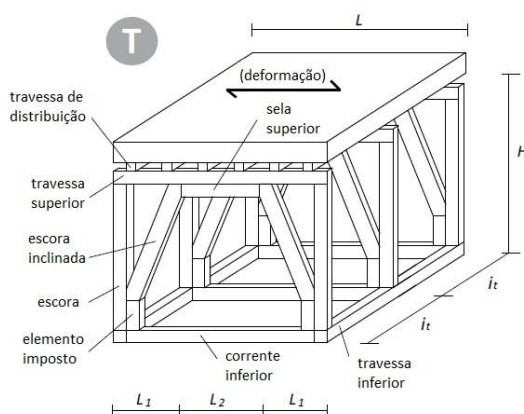


Figura 5.39- Esquema T: Indicação dos elementos do esquema.

5.2.4.3 Material

O material a utilizar e as suas características são as já referidas no subcapítulo 5.2.1.3

No que diz respeito aos andaimes de aço é feita referência aos valores de capacidade definidas pela norma UNI EN 1065, assumindo que, para a determinação da carga de utilização, um coeficiente de segurança de 1,7.

5.2.4.4 Esquema de cálculo

Para o cálculo de sistemas provisórios, no esquema "S" presume-se que a travessa de suporte pode ser esquematizada como uma viga contínua em múltiplos apoios, cada um dos quais correspondendo a uma escora. Para o cálculo consideramos a hipótese mais prudente, de três escoras equidistantes (Figura 5.40).

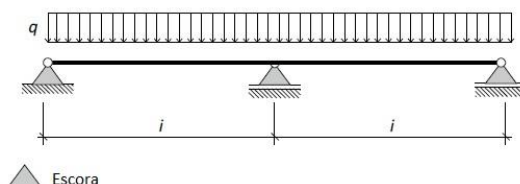


Figura 5.40- Esquema estático utilizado para o dimensionamento da travessa de suporte e escoras ("Esquema S").

No esquema "T" (Figura 5.39) a carga é distribuída em pórticos paralelos por travessas de distribuição. As travessas de distribuição são assumidas como vigas contínuas sobre mais escoras, cada uma das quais corresponde à travessa superior de um pórtico de esquema "T" (Figura 5.41).

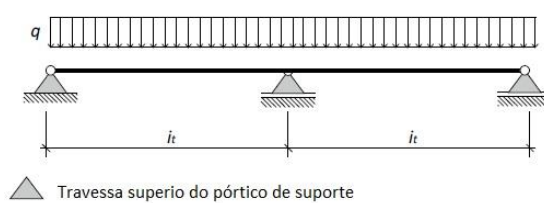


Figura 5.41- Esquema estático utilizado para o dimensionamento de travessa de distribuição ("Esquema T").

A travessa superior do pórtico de suporte é mostrada esquematicamente como uma viga contínua com quatro pilares, dois nas extremidades e outros dois pilares intermédios (Figura 5.42).

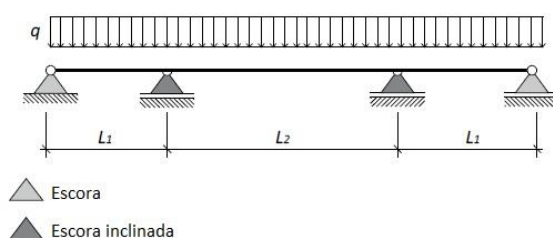


Figura 5.42- Esquema estático utilizado para o dimensionamento da travessa superior do pórtico de suporte, escoras e escoras inclinadas.

A reação correspondente às escoras inclinadas representa a componente vertical total, sucessivamente determinada em função do ângulo de inclinação.

5.2.4.5 Cargas

Condição de carga

A condição de carga a considerar-se é semelhante a referida no subcapítulo 5.2.1.3.

O coeficiente corretivo K_{mod} é determinado considerando uma classe de duração de carga “longa” e uma classe de serviço 2 para escoramentos de lajes e classe de serviço 3 para varandas, tendo em conta a exposição às intempéries.

Peso dos pisos

Os sistemas provisórios são dimensionados em relação ao tipo de laje aligeirada com altura igual a 1/25 da vão, com viga de espessura igual a $H_{viga} = 4 \text{ cm}$ e carregado em conformidade com as normas vigentes na construção de edifícios habitacionais.

Em termos de segurança para vãos até 3 m é considerada uma altura de laje de $12 + 4 \text{ cm}$ (Tabela 5.2).

Para o apoio das varandas é feita referência a estruturas porticadas constituídas por uma viga de betão armado com 15 cm de espessura carregada de acordo com as normas vigentes (Tabela 5.3).

Combinação de ações

A combinação fundamental para o cálculo dos estados limite é obtida pela equação:

$$Q = \gamma_{G1} \times G_1 + \gamma_{G2} \times G_2 + \gamma_{Q1} \times Q_1$$

Onde:

G_1 - Representa o peso próprio dos elementos estruturais;

G_2 - Representa o peso dos elementos não-estruturais;

Q_1 - Indica o valor das cargas variáveis.

Os coeficientes parciais das ações considerados assumidos são:

$$\gamma_{G1} = 1,3$$

$$\gamma_{G2} = 1,5$$

As cargas das lajes são estão referidas na Tabela 5.8.

Tabela 5.8- Cargas relativas à laje com diferentes vãos.

Vão L [cm]	300	400	500	600	700
Q [kN/m ²]	10,3	10,3	11,0	11,6	12,3

Enquanto que para as varandas $Q = 13,6 \text{ kN/m}^2$.

Cenário de carga

O cenário de carga escolhido é o cenário de referência para a construção de habitações residenciais. Para cenários diferentes (tais como edifícios industriais, edifícios do setor terciário) devem ser objeto de uma proposta específica.

Para a definição de carga de suporte assume-se que a restrição na extremidade dos elementos de suporte do piso é capaz de prevenir a translação vertical, não permitindo simultaneamente a sua rotação. A carga sobre os pórticos é considerada uniformemente distribuída e é determinada para as áreas de influência, multiplicando a carga total que atua sobre a laje pela interação entre pórticos.

A laje é considerada como uma carga distribuída sobre as travessas de suporte e sobre os pórticos de suporte.

No esquema "S" a carga sobre a viga de apoio (q) é calculada como se mostra na **Figura 5.43**.

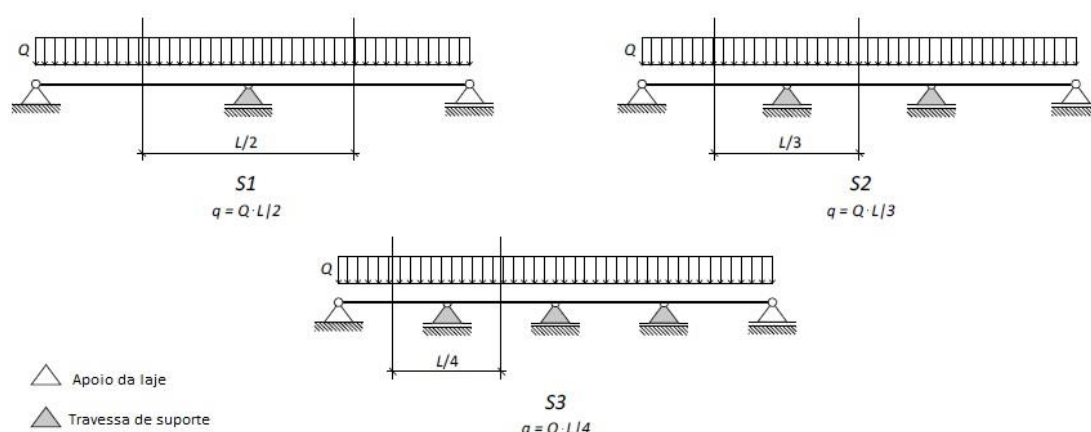


Figura 5.43- Esquema das cargas de projeto ("S"). Q é a carga da laje.

No esquema "T" a carga é referida em pórticos paralelos por travessas de distribuição com dimensões de 10x10 cm colocadas com espaçamento de 50 cm.

A carga atuante sobre as travessas (q) é determinada para as áreas de influência e é igual à carga total da laje multiplicando pela distância entre as travessas (**Figura 5.44**).

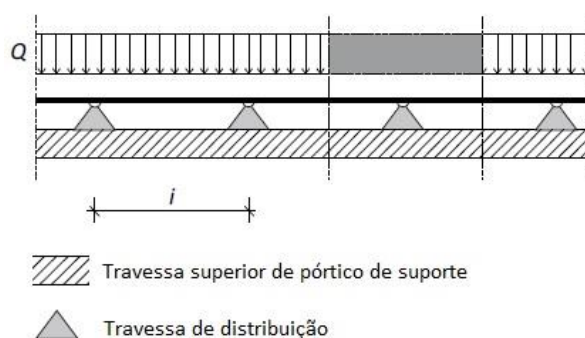


Figura 5.44- Esquema das cargas de projeto ("T"). A carga Q do piso é referida com pórticos paralelos através das travessas de distribuição.

5.2.4.6 Dimensionamento

O dimensionamento do sistema de apoio é efetuado através da verificação da resistência a todas as secções, ou no esquema "T", do elemento mais solicitado (escora ou travessa).

Verificações a serem efetuadas:

- Verificação da instabilidade global;
- Verificação da instabilidade local.

As instabilidades globais a considerar-se são:

- Esquema "S":
 - Possibilidade de desabamento/instabilidade lateral;
 - Possível efeito martelamento/remoção da escora e de elementos de suporte.
- Esquema "T":
 - Possibilidade de desabamento/instabilidade lateral;

As instabilidades locais a considerar-se são:

- Esquema "S":
 - Possível desconexão entre escora-travessa;
 - Possível descarga da escora;
 - Cedência devida à concentração da carga para a base.
- Esquema "T":
 - Possível rotura da escora;
 - Possível desconexão no nó.

Tais instabilidades são representadas na Figura 5.45- Instabilidades globais: a) e b) possível desabamento/instabilidade lateral; c) Possível efeito de batimento/remoção da escora do elemento de suporte. Instabilidades locais: 1) Possível desconexão do nó escora-travessa. 2) Possível rotura da escora. 3) Cedência devida à concentração da carga para a base, e Figura 5.46- Instabilidades globais: a) Possível desabamento/instabilidade lateral. Instabilidades locais: 1) Possível rotura da escora; 2) e 3) Possível desconexão dos nós.

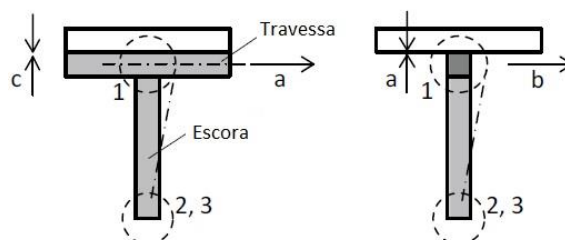


Figura 5.45- Instabilidades globais.

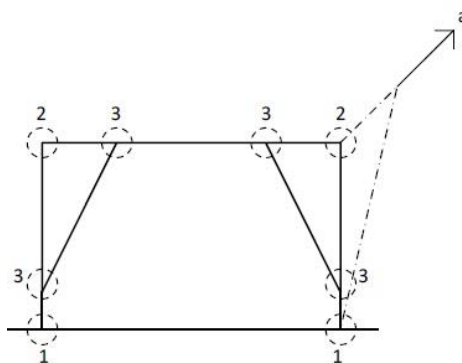


Figura 5.46- Instabilidades globais:

As instabilidades são inibidas através de uma correta realização das ligações dos elementos e encastramentos ao solo, bem como pelo reforço dos elementos.

Dimensionamento dos elementos críticos

O dimensionamento dos sistemas é efetuado no elemento mais solicitado (ou seja, travessa superior) através da verificação à flexão e corte conforme indicado no (EC5:EN 1995-1-1:2004-en).

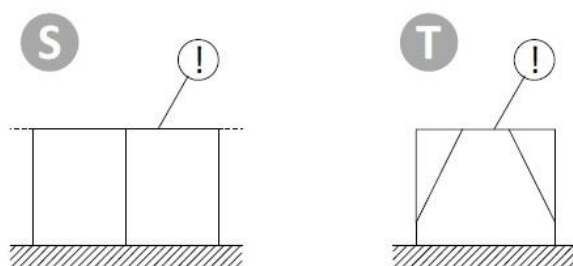
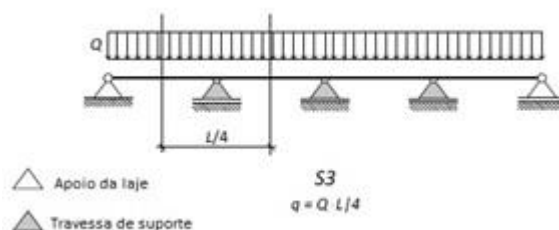


Figura 5.47- Identificação do elemento mais solicitado, ou crítico, para o esquema "S" e esquema "T".

5.2.4.7 Exemplo de cálculo

Verificação de escoramento de suporte de laje segundo o esquema "S"



Indica-se a título de exemplo a verificação do escoramento de suporte de uma laje com as seguintes características:

- Vão da laje: $L = 5,0 \text{ m}$;
- Altura entre pisos: $H = 4,0 \text{ m}$.

Para uma distância entre escoras de $i = 1,5m$, da consulta da Tabela 1 do manual (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010) resulta um escoramento de suporte com esquema S3 e escoras em madeira com secção 13 x 13.

Verificação da travessa

A secção 13 x 13 em madeira C16 tem as seguintes características:

$$A = 13 \times 13 = 169 \text{ cm}^2$$

$$\text{Módulo resistente: } W_x = W_y = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{13 \times 13^2}{6} = 366 \text{ cm}^3$$

$$\text{Momento de inércia: } J_x = J_y = J = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{13 \times 13^3}{12} = 2380 \text{ cm}^4$$

$$\text{Raio de giração de inércia: } \rho = \sqrt{\frac{J}{A}} = \sqrt{\frac{2380}{169}} = 3,753 \approx 3,75 \text{ cm}$$

Material: Madeira C16

Classe de serviço 2

Classe de duração da carga: longa

$$f_{m,k} = 16 \text{ MPa} \quad f_{v,k} = 1,8 \text{ MPa} \quad K_{mod} = 0,70$$

$$\gamma_M = 1,0$$

$$f_{m,d} = K_{mod} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,70 \times \frac{16}{1,0} = 11,2 \text{ MPa}$$

Verificação da travessa à flexão e esforço normal (EC5:EN 1995-1-1:2004-en)

De acordo com a tabela 34, para $L = 5m$, $Q = 11kN/m^2$.

Para o esquema S3, a carga sobre a travessa de sustentação vale:

$$q = \frac{Q \times L}{4} = \frac{11 \times 5,0}{4} = 13,8 \text{ kN/m}$$

Da resolução do esquema estático da travessa contínua obtém-se as características das solicitações:

$$M = \frac{q \times i^2}{8} = \frac{13,8 \times 1,5^2}{8} = 3,88 \text{ kN.m}$$

$$V = 0,625 \times q \times i = 0,625 \times 13,8 \times 1,5 = 12,94 \text{ kN}$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{3,88 \times 10^6}{366 \times 10^3} = 10,60 \text{ MPa} < f_{m,d} = 11,2 \text{ MPa} \text{ Verifica}$$

$$\tau_d = 1,5 \times \frac{V}{b \times i} = 1,5 \times \frac{12,94 \times 10^3}{13 \times 13} = 1,15 \text{ MPa} < f_{v,d} = 1,26 \text{ MPa} \text{ Verifica}$$

Verificação da escora

Elemento de compressão (instabilidade da coluna) (EC5:EN 1995-1-1:2004-en).

Para a resolução do esquema estático da travessa contínua obtém-se as seguintes características das solicitações:

$$N = q \times i \times 1,25 = 13,8 \times 1,5 \times 1,25 = 25,9 \text{ kN}$$

$$H = 4,0\text{m} - \text{Altura} = \text{comprimento da escora}$$

Classe de serviço 2

$$K_{mod} = 0,70$$

$$\beta_x = \beta_y = 1$$

$$f_{c,0,k} = 17 \text{ MPa}$$

$\gamma_M = 1,50$ – Coeficiente parcial de segurança do material

$$K_{mod} = 0,70$$

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{N}{A} = \frac{25,9}{169 \times 10^{-1}} = 1,5$$

$$l_{eff,x} = l_{eff,y} = \beta_x \times H = 1 \times 4 = 4,0\text{m}$$

$$f_{c,0,d} = K_{mod} \times \frac{f_{c,0,k}}{\gamma_M} = 0,70 \times \frac{17}{1,50} = 7,9 \text{ MPa}$$

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{l_{eff,x}}{\rho} = \frac{4}{3,75} = 1,07$$

$$E_{0,05} = 5360 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{crit,c} = \frac{\pi^2 \times E_{0,05} \times \rho^2}{l_{eff,x}^2} = \frac{\pi^2 \times 5360 \times (3,75 \times 10^2)^2}{4,0^2} = 4,64 \text{ MPa}$$

$$\lambda_{rel,c} = \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{\sigma_{crit,c}}} = \sqrt{\frac{17}{4,64}} = 1,91$$

$\beta_c = 0,2$ – Madeira maciça

$$k = 0,5 \times [1 + \beta_c \times (\lambda_{rel,c} - 0,3) + \lambda_{rel,c}^2] = 0,5 \times [1 + 0,2 \times (1,91 - 0,3) + 1,91^2] \leftrightarrow$$

$$\leftrightarrow k = 2,49$$

$$k_{crit,c} = \frac{1}{\left(k + \sqrt{k^2 - \lambda_{rel,c}^2}\right)} = \frac{1}{\left(2,49 + \sqrt{2,49^2 - 1,91^2}\right)} = 0,25$$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{(k_{crit,c} \times f_{c,0,d})} = \frac{1,5}{0,25 \times 7,93} = 0,76 < 1 \text{ Verifica}$$

No caso de utilização de escoras s metálicas, a tabela 2 do Esquema (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010) indica 13x13-E40- [S3] reconfirmar o uso da viga de suporte de dimensões 13x13, em conjunto com uma escora E40 do esquema S3.

No que diz respeito à escora, utiliza-se uma escora do tipo E40 para assegurar uma força de 30 kN, compatível com a carga de projeto de 25,9 kN.

Verificação do escoramento de suporte de varanda

Indica-se a título de exemplo a verificação do escoramento de suporte de uma varanda com as seguintes características:

- Vão da laje: $L = 2,0 \text{ m}$;
- Altura entre pisos: $H = 4,0 \text{ m}$.

Para uma distância entre escoras de $i = 1,0 \text{ m}$, da consulta da Tabela 3 do (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010), resulta uma secção 13 x 13 para uma travessa de suporte em madeira.

Verificação da travessa superior

Verificação da travessa sujeita a flexão e esforço normal (EC5:EN 1995-1-1:2004-en). Secção em madeira 13 x 13 em madeira C16 com as seguintes características:

Material: Madeira C16

Classe de serviço 3C

Classe de duração da carga: longa

$$k_{mod} = 0,55; f_{m,k} = 16 \text{ MPa}; f_{v,k} = 1,8 \text{ MPa}$$

O coeficiente de parcial de segurança para elementos com função de distribuição de esforços é $\gamma_M = 1,0$.

$$f_{m,d} = k_{mod} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,55 \times \frac{16}{1,0} = 8,8 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = k_{mod} \times \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,55 \times \frac{1,8}{1,0} = 0,99 \approx 1 \text{ MPa}$$

$$\text{A carga sobre a travessa vale: } q = \frac{Q \times L}{2} = \frac{13,6 \times 2}{2} = 13,6 \text{ kN/m}$$

Da resolução do esquema estático da travessa contínua obtemos os seguintes valores:

$$M = \frac{q \times i^2}{8} = \frac{13,5 \times 1,0^2}{8} = 1,70 \text{ kN.m}$$

$$V = 0,625 \times q \times i = 0,625 \times 13,5 \times 1,0 = 8,5 \text{ kN}$$

$$\sigma_{m,d} = \frac{M}{W} = \frac{1,70 \times 10^6}{366 \times 10^3} = 4,65 \text{ MPa} < f_{m,d} = 8,8 \text{ MPa} \text{ Verifica}$$

$$\tau_d = 1,5 \times \frac{V}{b^2} = 1,5 \times \frac{8,5 \times 10^3}{13^2} = 0,75 \text{ MPa} < f_{v,d} = 0,99 \text{ MPa} \text{ Verifica}$$

Verificação da escora

Elemento sujeito à compressão (instabilidade da coluna) (EC5:EN 1995-1-1:2004-en)

Da resolução do sistema estático da travessa contínua são obtidas as seguintes características da tensão:

$$N = q \times i \times 1,25 = 13,5 \times 1,0 \times 1,25 = 17 \text{ kN}$$

A verificação é satisfeita de forma semelhante ao que foi estabelecido no subcapítulo 5.2.4.7 e com valor de carga sobre a escora inferior no caso calculado anteriormente.

No caso de utilização de escoras metálicas telescópicas, a Tabela 4 do esquema (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010) faz referência a escoras da classe D40 (cuja carga de utilização é independente da extensão), capazes de garantir uma força de 20 kN, compatível

5.2.5 Contenção em madeira de arcos e abóbadas

Uma vez que os edifícios de habitação em Portugal, de forma geral, não dispõe de arcos e abóbadas considera-se desnecessário mencionar este tipo de contenção nesta dissertação. No entanto, encontram-se no manual (Barazza, et al., 2010) esquemas de configuração e de dimensionamento deste tipo de contenção para edifícios como igrejas, conventos e outros similares.

5.2.6 Tirantes em cordas de aço

5.2.6.1 Descrição e finalidade do sistema

A utilização de tirantes em cordas de aço é um sistema capaz de impedir a inclinação ou abaulamento das paredes exteriores de alvenaria do edifício.

O objetivo da intervenção é o de prevenir ou contrariar:

- Queda da fachada como resultado da diminuição da ligação das paredes exteriores (Figura 5.1 a));
- Queda da fachada como resultado de fissuras nas paredes exteriores (Figura 5.1 b));
- Abaulamento da parede para o exterior (Figura 5.1 c)).

O objetivo é conseguido através de um sistema que tem a capacidade de conter os movimentos relativos dos elementos em alvenaria. Este objetivo é alcançado através da ligação da parede a salvaguardar a outros elementos da estrutura (Figura 5.48 e Figura 5.49).

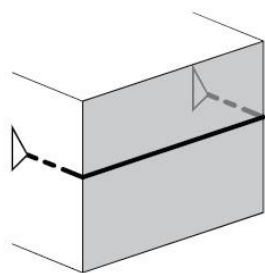


Figura 5.48- Representação do sistema que deve neutralizar os mecanismos.

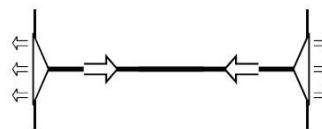


Figura 5.49- Representação esquemática da ação das ações de componentes de tração.

É necessário que o sistema tenha capacidade de transferir as ações sísmicas horizontais da parede a salvaguardar para outros elementos da estrutura, redistribuindo-as segundo componentes de tração ao longo dos tirantes.

5.2.6.2 Escolha da solução com tirantes

Soluções de projeto

Para os sistemas de tirantes foram identificadas várias soluções, conforme se apresentam no fluxograma da **Figura 5.50**.

As configurações distinguem-se essencialmente pela presença ou ausência de dispositivos horizontais rígidos (travessas). O esquema utiliza uma configuração com travessas ligadas que possibilitam ter uma inclinação vertical maior do que apenas a utilização de cabos. Esta solução permite a instalação de um número mais reduzido de dispositivos, mas pode trazer maiores dificuldades operacionais relacionadas com a colocação de travessas.

Caracterizam-se também por serem sistemas de retenção de edifícios de “boa” execução (alvenaria de “boa” qualidade) ou edifícios com alvenaria de má qualidade. No primeiro caso é possível efetuar ancoragens diretamente nas paredes de suporte ortogonais à parede a salvaguardar. No segundo caso, no entanto, é necessário envolver toda a estrutura (fecho até fachada oposta), ou uma parte substancial (fecho pela parede interior).

Finalmente, no caso de operações de retenção com cabos e travessas deve-se verificar quais os elementos estruturais de contenção à ação do tirante. É necessário considerar duas configurações diferentes, dependendo se o tirante é para conter elementos estruturais horizontais (lajes) ou elementos verticais (paredes).

Com as especificações acima identificadas as configurações representam-se na última linha inferior da **Figura 5.50**.

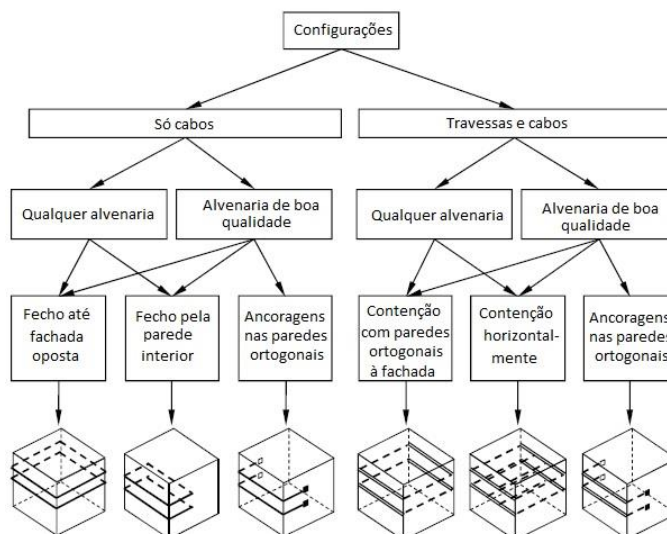


Figura 5.50- Fluxograma para a definição de configurações básicas dos esquemas dos tirantes.

As especificações para cada configuração são mostradas na Figura 5.51.

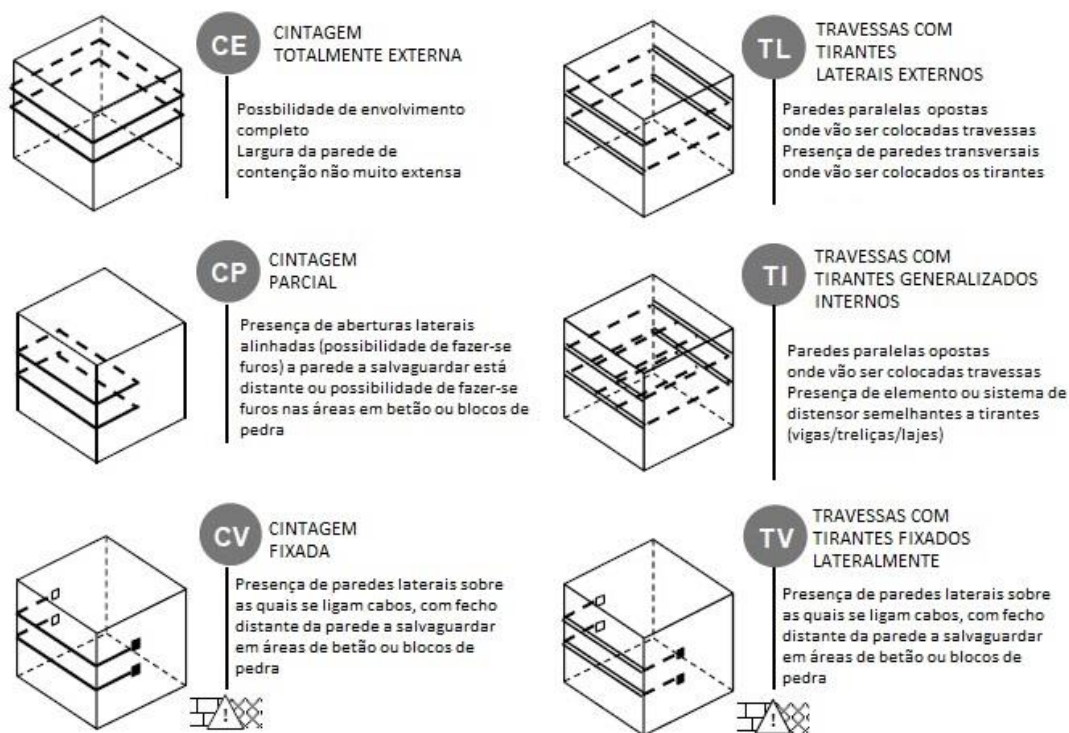


Figura 5.51- Identificação de configurações para operações com tirantes.

5.2.6.3 Materiais

Para trabalhos provisórios utiliza-se filamentos de cabos com respectivos elementos para a montagem, perfis de aço e elementos de madeira.

Para simplificar a fase de construção do sistema e a contagem do material, o dimensionamento é feito para o elemento mais solicitado (ou seja, o elemento a maior cota) e os

valores assim obtidos também são usados para os outros elementos, embora estes últimos estejam sujeitos a menores ações. Tomaram-se os mesmos pressupostos do subcapítulo 5.2.1.3.

5.2.6.4 Esquema de cálculo

Para o cálculo das travessas utiliza-se o esquema estático de viga contínua de 2 ou mais apoios, de acordo com a configuração adotada. A viga está sujeita a uma carga uniformemente e distribuída que representa o impulso da parede durante um sismo (Figura 5.52).

Para as escoras verticais, utilizadas para transferir os esforços da alvenaria para os cabos ou travessas, utiliza-se o esquema de viga com mais apoios que correspondem às intersecções com as travessas.

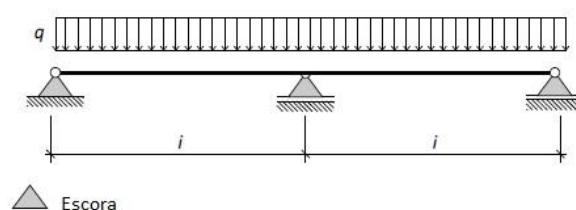


Figura 5.52- Esquema estático para o dimensionamento de travessas e apoios.

5.2.6.5 Cargas

Condição de carga

No cálculo de sistemas provisórios consideram-se os tipos de carga apresentados na Tabela 5.4. Essa tabela também mostra as classes de duração da carga (para ser utilizadas na verificação dos elementos de madeira).

Para a classe de serviço 3 e classe de duração instantânea (ação sísmica) para madeira maciça obtêm-se $K_{mod} = 0,9$ §3.2 (EC5:EN 1995-1-1:2004-en).

Cargas

Os trabalhos provisórios estão sujeitos derivada ao peso da laje e da parede de alvenaria.

As definições de cargas são as mesmas utilizadas para escoramentos de retenção (subcapítulo 5.2.1.5)

Cenários de carga

A fim de simplificar o mais possível as escolhas da solução e para padronizar as soluções, definem-se os cenários de carga como referência para cada configuração identificada.

Em particular, são consideradas paredes de uma espessura de até 60 cm e de 60 a 100 cm. Estes valores são considerados representativos dos edifícios comuns de obras monumentais. A fim

de reduzir tanto quanto possível as secções a serem usadas nos trabalhos provisórios, foram considerados intervalos de espessura de até 40, 60, 80, 100 cm.

O dimensionamento foi efetuado com referência a um edifício dois pisos tendo-se considerado o peso da laje e a distância entre pisos constantes.

A ação horizontal foi calculada assumindo que a cada tirante (o conjunto travessas e cabos de retenção) compete uma área de alvenaria de altura igual à distância vertical entre os tirantes (Z) e de largura igual à largura da parede a ser salvaguardada (L). Além disso, para cada piso, considera-se uma parte do comprimento da laje igual ao $L_{\text{piso}} = 2,5\text{m}$ cujo peso foi considerado para a altura entre pisos (Figura 5.53).

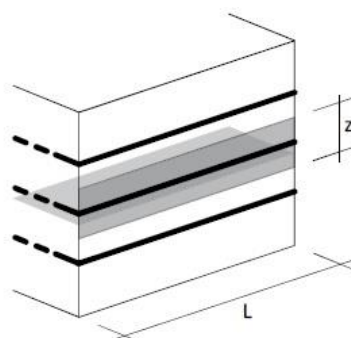


Figura 5.53- Representação das áreas de influência relativa à retenção central. Está retenção está associada uma parte da parede e uma parte da laje que repousa em cima dela (realçado a cinzento).

Nestes casos tem-se que o peso do piso j -mo (W_j) em combinação sísmica vale:

$$W_j = W = 20 \times z \times s_m \times L + (2,6 + 3,0 + 0,3 \times 2,0) \times 2,5 \times L =$$

$$= (20 \times z \times s_m + 15,5) \times L$$

Onde s_m é a espessura da parede (em m), L é o comprimento da fachada (em m), Z representa a distância vertical (em m) entre cada tirante.

A ação sísmica para todos os pisos é calculada de acordo com o subcapítulo 5.2.1.5 tendo em conta as acelerações definidas para cada classe de desempenho (Tabela 5.7).

5.2.6.6 Dimensionamento

Dimensionamento dos elementos críticos

O dimensionamento dos sistemas provisórios é feito efetuado pelo cálculo dos elementos principais do sistema (cabos, travessas, etc.) e definindo o tamanho dos elementos para a assemblagem.

A fase de dimensionamento permite agrupar as soluções de projeto de modo a definir segundo os seguintes grupos de dimensionamento (Figura 5.51):

- Cintagem com cabos de aço: Configurações CE, CP e CV;
- Travessas com tirantes laterais: Configurações TL, TV;
- Através de tirantes generalizados internos TI.

É apresentado abaixo, os critérios de dimensionamento apenas para o primeiro tipo de configuração, para os restantes configurações poderão futuramente ser consultadas no trabalho a ser realizado pelo LNEC.

Cintagem com cabos de aço: Configurações CE, CP e CV

As configurações CE, CP e CV são esquematizadas na **Figura 5.54**- A proteção da parede é feita exclusivamente por cabos colocados nas extremidades da parede para a salvaguardar. A propagação dos esforços é garantida por prumos verticais de madeira.

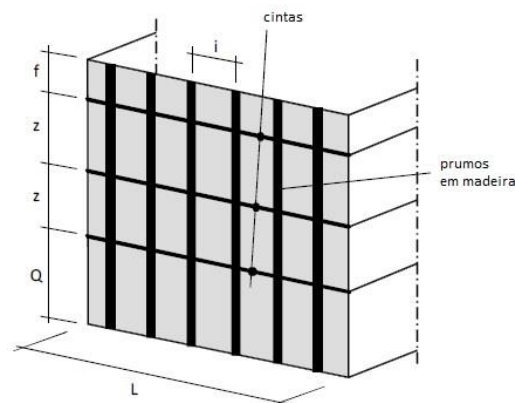


Figura 5.54- Esquema de configurações CE, CP e CV.

Os cabos são dimensionados para conter a ação derivada do mecanismo fora de plano da parede a salvaguardar, durante um sismo. Esta ação é transferida para os cabos, por meio de prumos de madeira verticais.

As soluções são pré-concebidas considerando dois valores para a distância vertical entre os cabos ($z = 1$ e 2 m), três alturas diferentes entre pisos ($h_{int} = 3,4$ e 5 m), três larguras diferentes da parede a salvaguardar ($L = 5,7$ e 10 m) e três distâncias entre eixos diferentes entre os prumos verticais ($i = 1, 1,5$ e 2 m).

Para as configurações de cintas parciais (CP e CV) também foi definida a distância mínima entre cabos. A causa da redução de resistência das ancoragens é evitar a criação de cintas parciais em edifícios de alvenaria em pedra desordenado (seixos, pedras etc.) ou de alvenaria de blocos com argamassa de má qualidade. Se o cabo for passado através de um furo criado especialmente na parede (orifício) ou se o cabo for ancorado por meio de ancoragens e chapas, é necessário que a área da parede onde vai ser ancorada seja em blocos de betão ou quadrangulares bem emparelhada.

Travessas com tirantes laterais: Configurações TL, TV

As configurações TL e TV são esquematizadas na **Figura 5.55**- A parede a salvaguardar é salvaguardada por travessas constituídas por perfis de aço ou vigas de madeira, amarradas nas extremidades por cabos até ao lado oposto da parede. A propagação dos esforços é assegurada por prumos verticais de madeira. Na **Figura 5.56** encontra-se um caso de aplicação deste tipo de configurações.

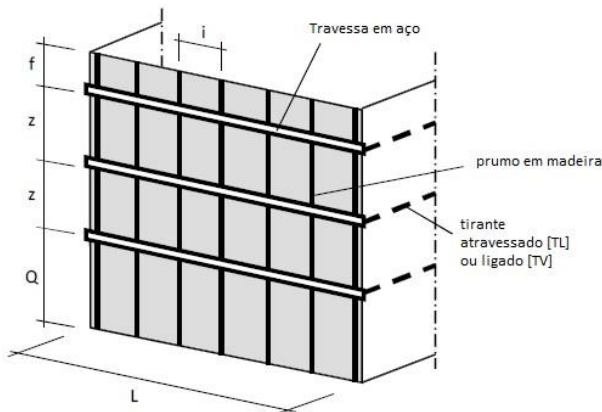


Figura 5.55- Esquema de configurações TL e TV (Barazza, et al., 2010).

Figura 5.56- Caso de aplicação deste tipo de sistema. (Abruzzo) (Edilizia).

Estas travessas são feitas de perfis tipo HEA em aço S275 e deverão ser dimensionados ao corte e à flexão.

Na solução com travessas de madeira maciças, os tirantes são dimensionados para conter as barras transversais e, assim, contrariar a ação derivada do movimento para fora do plano das paredes a salvaguardar durante um sismo. São posicionados no intradorso ou extradorso da laje de modo a conter a tração do cabo. Por este motivo na fase seguinte a distância entre as travessas é definida como igual à altura entre pisos.

A ação devida à parede a salvaguardar é transferida para as travessas verticais de madeira. As soluções são pré-projetadas considerando três valores para a altura entre pisos ($h_{int} = 3, 4 \text{ e } 5 \text{ m}$) e três distâncias entre eixos diferentes das escoras $i = 1, 1,5 \text{ e } 2 \text{ m}$.

Dimensionamento dos elementos de ligação e ancoragem

Os elementos de ligação dos sistemas provisórios são dimensionados de acordo com o desempenho de cada cabo de tração. A relação entre os cabos e os elementos de ligação é dada em tabelas no manual (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010).

As ancoragens dos cabos, quando efetuadas com chapas, são feitas por meio de um elemento de aço de 10 mm de espessura, fixado à parede perpendicular a salvaguardar através de

uma cavilha do tipo mecânica. O dimensionamento da chapa é feita tendo em conta tanto as distâncias mínimas entre as cavilhas como as condições operacionais. Em particular, no caso da chapa ser ancorada ao bordo de betão armado, está prevista uma altura mínima do elemento em 20 cm, típico de uma laje aligeirada 16 + 4 cm.

Além disso, no caso do posicionamento na alvenaria é necessário que as cavilhas sejam fixadas no interior de um tijolo ou de um elemento de pedra. A placa é verificada para a tensão do rolamento contra o cabo e as cavilhas. O número de ancoragens é definido de modo a resistir às solicitações de tração e de corte, e para evitar a rotura local do material de base. Além disso, se for necessário, devem ser verificadas as soldaduras.

Exemplo de cálculo

Indica-se que de seguida apenas um exemplo de cálculo de dimensionamento dos elementos estruturais e de ancoragem para a configuração CE, CP e CV, o dimensionamento para as restantes configurações encontram-se no manual (Barazza, et al., 2010).

Para o exemplo que se segue é considerado:

- Classe de desempenho A ($S_a = 0,504$);
- Espessura da parede de alvenaria: $s_m = 60 \text{ cm}$;
- Largura da fachada: $L = 7 \text{ m}$;
- Distância entre prumos: $i = 1,5 \text{ m}$;
- Número de pisos: $N = 3$;
- Faixa de influência do piso: $L_{\text{piso}} = 2,5 \text{ m}$;
- Peso específico da parede: $\gamma_m = 20 \text{ kN/m}^3$;
- Altura entre pisos: $h_{\text{int}} = 3,0 \text{ m}$.

O peso dos pisos (P_s), em combinação sísmica é:

$$P_s = 2,6 + 3,0 + 0,3 \times 2,0 = 6,2 \text{ kN/m}^2$$

De cintagem com cabo de aço: As configurações CE, CP e CV

Considera-se uma distância vertical entre cabos um passo vertical $z = 2,0 \text{ m}$.

Da Tabela 1 do manual (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010) retira-se as seguintes informações:

- Diâmetro da corda: **20mm**;
- $D_{\text{min}} = 2,7 \text{ m}$.

A seguir apresentam-se as verificações que levaram a esses resultados.

Verificação do cabo

$$W_j = W = \gamma_m \times h_{int} \times s_m \times L + P_s \times L_{laje} \times L = 20 \times 3,0 \times 0,60 \times 7,0 + 6,2 \times 2,5 \times 7,0 \Leftrightarrow \\ \Leftrightarrow W_j = 360,5 \text{ kN} - \text{Peso do piso}$$

$\gamma_3 = 1,5$ – Coeficiente de distribuição da ação sísmica

$$T = \frac{1}{2} \times S_a \times \gamma_3 \times z \times \frac{W}{h_{int}} = \frac{1}{2} \times 0,504 \times 1,5 \times 2,0 \times \frac{360,5}{3,0} = 90,85 \text{ kN} \approx 90,9 \text{ kN}$$

Adota-se um cabo: $\Phi = 20 \text{ mm}$ obtendo $Q_{ec} = 95,74 \text{ kN} > T$ **Verifica**

Verificação dos prumos de distribuição

Para a escora vertical de distribuição em madeira C16 consideram-se as classes:

Classe de serviço: 3

Classe de duração da carga: instantânea.

Para a função da distribuição de cargas de um elemento secundário considera-se $\gamma_M = 1,00$.

Para o dimensionamento consideraram-se os seguintes valores:

$$f_{m,k} = 16 \text{ MPa} \qquad f_{v,k} = 1,8 \text{ MPa} \qquad K_{mod} = 0,90$$

$$f_{m,d} = K_{mod} \times \frac{f_{m,k}}{\gamma_M} = 0,90 \times \frac{16}{1,0} = 14,4 \text{ MPa}$$

$$f_{v,d} = K_{mod} \times \frac{f_{v,k}}{\gamma_M} = 0,90 \times \frac{1,8}{1,0} = 1,62 \text{ MPa}$$

Assume-se para a escora de secção 15 x 15 as seguintes características:

Área: $A = 15 \times 15 = 225 \text{ cm}^2$

Módulo resistente: $W_x = W_y = W = \frac{b \times h^2}{6} = \frac{15 \times 15^2}{6} = 563 \text{ cm}^3$

Momento resistente: $M_r = W \times f_{m,d} = 563 \times 14,4 = 8,1 \text{ kN.m}$

Esforço transversal: $V_r = A \times f_{v,d} = 225 \times \frac{1,62}{1,5} = 24,3 \text{ kN}$

Carga sobre escora de distribuição:

$$q = S_a \times \gamma_3 \times i \times \frac{W_j}{(L \times h_{int})} = 0,504 \times 1,5 \times 1,5 \times \frac{360,5}{7 \times 3,0} = 19,47 \text{ kN/m}$$

Momento fletor da escora:

Para ter em conta o comprimento dos apoios e a redução do momento negativo em relação ao eixo do sistema de cálculo assume-se um momento negativo máximo igual a $q \times z^2 / 10$.

$$M_{escora} = \frac{q \times z^2}{10} = \frac{19,47 \times 2,0^2}{10} = 7,79 \text{ kN.m} < M_R = 8,1 \text{ kN.m} \text{ **Verifica**}$$

Esforço transversal da escora:

$$V_{escora} = \frac{1,2 \times q \times z}{2} = \frac{1,2 \times 19,47 \times 2,0}{2} = 23,36 \text{ kN} < T_R = 24,3 \text{ kN} \text{ **Verifica**}$$

Verificação da distância de ancoragem da parede D_{min}

Assume-se a alvenaria com as seguintes características (alvenaria de pedra distribuída com boa textura)

$\tau_0 = 0,08 \text{ MPa}$ - Resistência média ao corte da alvenaria.

$\gamma_M = 2,00$ - Coeficiente de segurança parcial em caso de sismo.

$\tau_{0,d} = 0,7 \times \frac{\tau_0}{\gamma_M} = 0,7 \times \frac{0,08}{2,00} = 0,028 \text{ MPa}$ - Resistência de projeto ao corte da alvenaria.

Assume-se, além disso, que a tração da corda é distribuída ao longo de duas superfícies da área $D_{min} \times s_m$, obtendo-se:

$$D_{min} = \frac{T}{(2 \times s_m \times \tau_{0,d})} = \frac{90,85}{(2 \times 0,60 \times 0,028)} = 2700 \text{ mm} = 270 \text{ cm}$$

Verificação do prolongamento máximo dos prumos $f_{m\acute{a}x}$

O prolongamento máximo da escora $f_{m\acute{a}x}$ sobre o último apoio é calculado com um esquema de consola. Para M_R e V_R , momento resistente e o corte transversal resistente temos:

$$M_R = 1/2 \times q \times f_{m\acute{a}x} \leftrightarrow f_{m\acute{a}x} = \frac{M_R}{\frac{1}{2} \times q} = \frac{2 \times 8,1}{19,47} = 0,832$$

$$V_R = q \times f_{m\acute{a}x} \leftrightarrow f_{m\acute{a}x} = \frac{V_R}{q} = \frac{24,3}{19,47} = 1,25$$

Considera-se um coeficiente de segurança adequado que tenha em conta o impulso da cobertura ($\gamma_q = 1,5$) e arredondando 10 cm inferiormente, tem-se:

$$f_{m\acute{a}x} = \frac{1}{\gamma_q} \times \min\left(\frac{V_R}{q}; \sqrt{\frac{2 \times M_R}{q}}\right) = \frac{1}{1,5} \times \min(1,25; \sqrt{0,832}) = \frac{1}{1,5} \times \min(1,25; 0,912) \leftrightarrow$$

$$f_{m\acute{a}x} = \frac{1}{1,5} \times 0,912 = 0,608 \rightarrow f_{m\acute{a}x} = 0,5 \text{ m}$$

Verificação da trajetória de ancoragem

De seguida ilustra-se a verificação que levou à elaboração do quadro 7 do manual (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010).

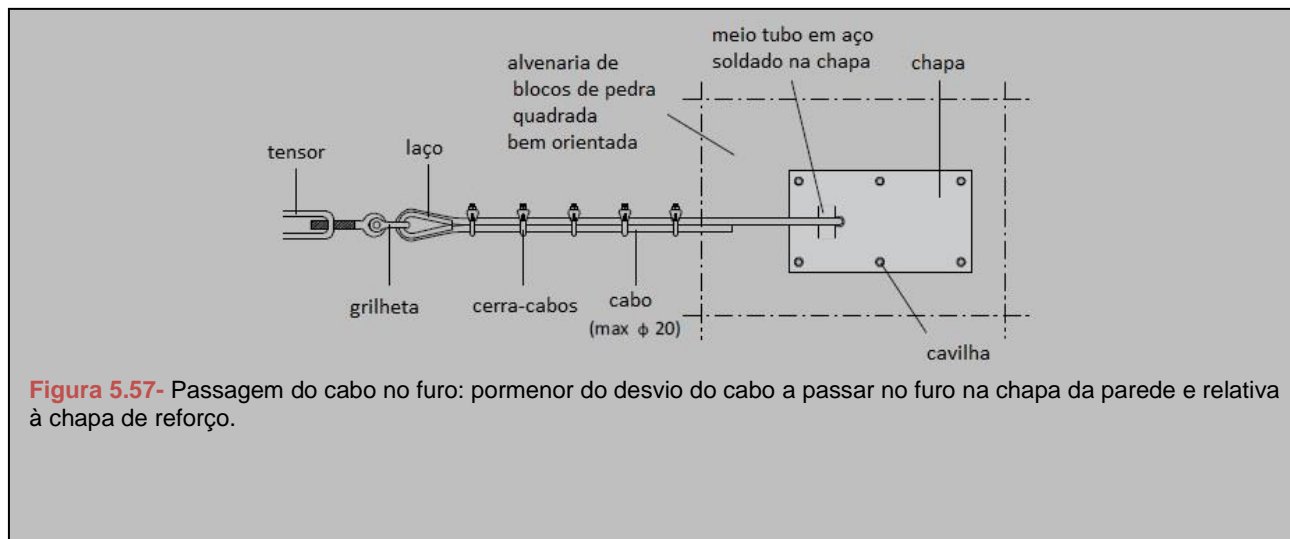


Figura 5.57- Passagem do cabo no furo: pormenor do desvio do cabo a passar no furo na chapa da parede e relativa à chapa de reforço.

Verificação da tensão de rolamento da chapa no funcionamento do cabo

$\alpha = 1$ – Coeficiente que tem em conta a distância a partir do bordo, no sentido da carga aplicada;

$k = 2,5$ - Coeficiente que tem em conta a distância a partir da extremidade, na direção perpendicular à carga aplicada.

$f_{tk} = 430 \text{ MPa}$ – Resistência à rotura do material da chapa.

$\Phi = 2 \text{ cm}$ – Diâmetro do cabo.

$t = 1 \text{ cm}$ – Espessura da chapa.

$\gamma_{M2} = 1,25$

$$F_{b,Rd} = \frac{k \times \alpha \times f_{tk} \times \Phi \times t}{\gamma_{M2}} = \frac{2,5 \times 1 \times 430 \times 0,02 \times 0,01}{1,25} = 172 \text{ kN} > T \text{ Verifica}$$

Verificação das cavilhas

Utiliza-se 6 cavilhas M12 com $F_{v,Rd} = 24,5 \text{ kN}$.

Esforço transversal em cada cavilha:

$$F_{v,Ed} = \frac{T}{6} = \frac{90,85}{6} = 15,2 < F_{v,Rd} = 24,5 \text{ kN Verifica}$$

5.2.7 Cintas de confinamento de pilares de alvenaria

5.2.7.1 Descrição e finalidade do sistema

As cintas de confinamento de pilares e colunas consistem no envolvimento de tais elementos com cintas em poliéster e servem para aumentar a resistência e ductilidade na rotura.

Sinais típicos de esmagamento das colunas são as lesões verticais ou lesões "aranha", presente principalmente na parte inferior ou deslocamentos abruptos, manifestados pela falta de resistência do material contra os fenómenos de compressão.

Na [Figura 5.58](#)- Identificação de tendência a lesões quase vertical ou "aranha" na base e seguida de expulsão de material do esmagamento, estão representadas esquematicamente as lesões de esmagamento em colunas ou pilares.

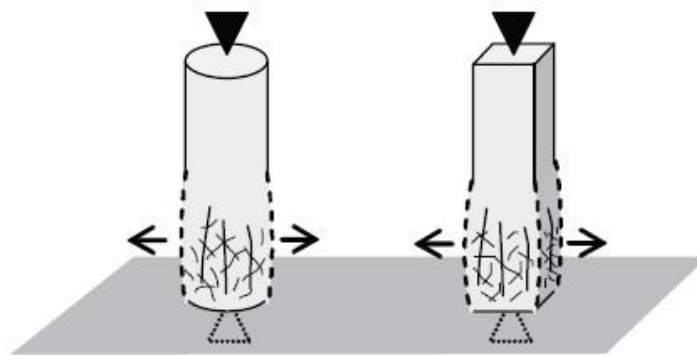


Figura 5.58- Padrão típico de fissuração de colunas esmagadas:

O objetivo desta operação é restaurar a capacidade de carga do elemento através de um sistema de cintagem desenvolvida pela colocação de cintas de poliéster longitudinalmente. O estado de tensão em redor ("aros") confere às colunas um aumento apreciável da resistência e da capacidade de deformação no campo plástico. O nível de benefício pela intervenção é oferecido, como será possível observar nos parágrafos seguintes, em ambos os estados de rotura do elemento estrutural pela passagem das cintas.

Um exemplo típico do esquema construtivo encontra-se na [Figura 5.59](#). Na [Figura 5.60](#) apresenta-se um caso real de aplicação deste tipo de sistema.

O manual (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010) foi concebido exclusivamente para intervenções em elementos de alvenaria de pequenas dimensões (diâmetro ou lado menor da secção retangular até 90 cm) e secções compactas (razão entre os lados de colunas retangulares não superior a 2). Uma eventual necessidade de aplicação de outros tipos de secção devem ser avaliadas caso a caso.

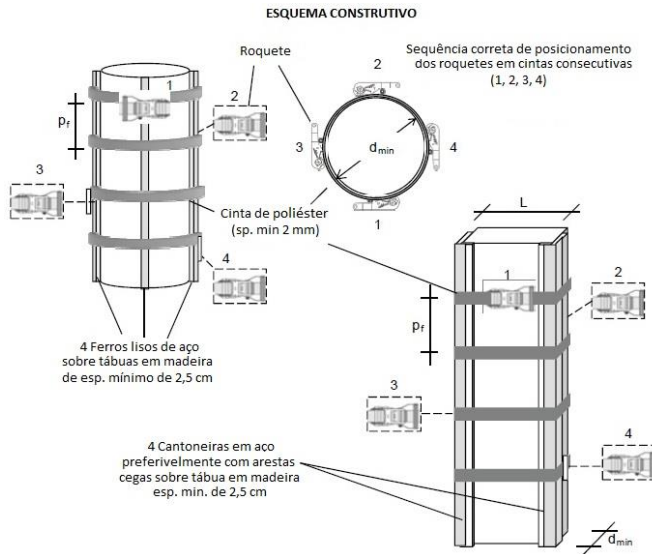


Figura 5.59- Exemplo de aplicação correta deste sistema para pilares circulares e retangulares (Barazza, et al., 2010).



Figura 5.60- Caso de aplicação de cintagem em pilar com cintas de poliéster.

5.2.7.2 Escolha da solução de cintas de confinamento

Soluções de projeto

Para as operações de cintagem são indicadas diferentes soluções de projeto com base na forma e dimensões das colunas e pilares. Em particular são consideradas (Figura 5.61):

- Colunas ou pilares de alvenaria circulares com diâmetro máximo de 90 cm;
- Colunas ou pilares de alvenaria retangulares com o lado inferior de comprimento máximo de 90 cm e uma relação entre os lados, não superior a 2.

A necessidade de tal limitação para o uso do campo de aplicação é ditada pela reduzida eficácia no caso de seções alongadas ou com diâmetro excessivo. A dimensão do núcleo de confinamento das cintas, de facto, influencia muito estes parâmetros.



Figura 5.61- Configurações admissíveis para utilização do esquema (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010)

A fim de simplificar tanto quanto possível as opções de projeto e de padronização das soluções, é possível descrever de forma qualitativa a extensão da instabilidade caracterizada pelos elementos estruturais de reforço, como mostrado na Figura 5.62.

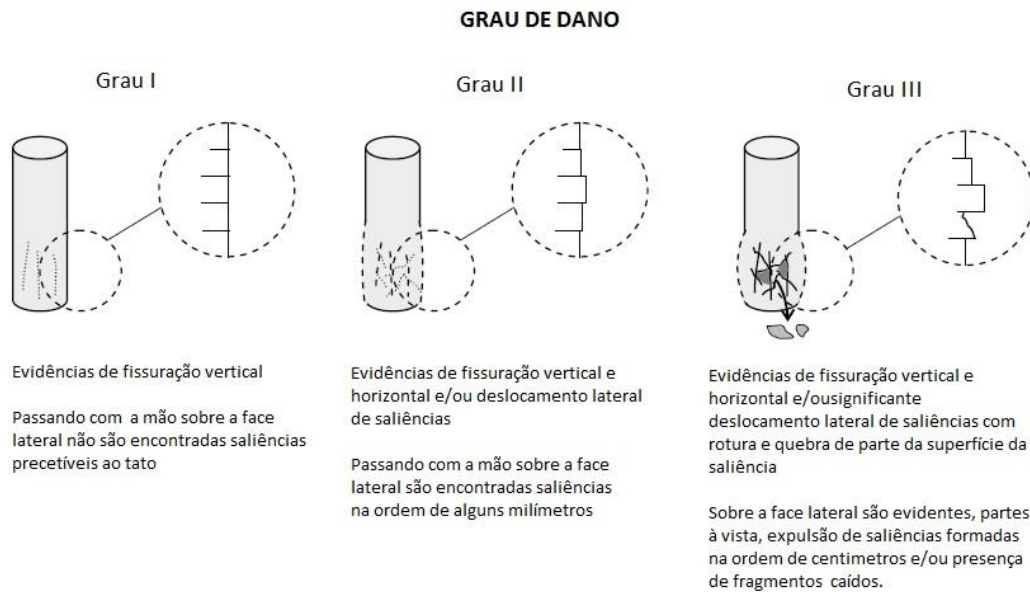


Figura 5.62- Exemplo de graus de dano de colunas ou pilares de alvenaria (Barazza, et al., 2010).

O operador presente no local tem a tarefa de avaliar qualitativamente o grau de dano do elemento estrutural, medir as dimensões geométricas do elemento (coluna ou pilar) e escolher uma faixa de altura entre 50 ou 75 mm.

5.2.7.3 Materiais

Para as características dos materiais referidos as informações fornecidas na bibliografia e, em particular assumem-se:

$\nu = 0,7$ - Módulo de *Poisson* para materiais fissurados (Borri & Grazini, 2004);

$E_c = 10000 \text{ MPa}$ - Módulo de *Young* para cinta de poliéster (Dolce, Liberatore, Moroni, Perillo, Spera, & Cacosso, 2006);

$k_m = 4$ - Coeficiente de multiplicação da pressão lateral de confinamento (Dolce, Liberatore, Moroni, Perillo, Spera, & Cacosso, 2006);

$E_m = 2000 \text{ MPa}$ - Módulo de *Young* para a alvenaria;

$n = 20$ - Relação de homogeneização entre o módulo de *Young* das cintas ($k_m \times E_c$) e da alvenaria (E_m) ($n = k_m \times E_c / E_m$).

Esquema de cálculo

A hipótese de cálculo da intervenção de cintagem está ligada ao incremento de resistência da coluna ou pilar. A relação fundamental expressa o benefício da cintagem como:

$$N_u = N + \Delta N = A \times (f_{m,d,0} + k_1 \times f'_1)$$

Sendo o produto $N = A \times f_{m,d,0}$ a resistência à compressão da secção não circular e $\Delta N = A \times k_1 \times f'_1$ o incremento da resistência devido à cintagem.

5.2.7.4 Dimensionamento

O modelo de cálculo baseia-se na hipótese de projetar um sistema de confinamento, tanto quanto possível de resistência igual à original da coluna ou pilar ($N_{R,0}$), supondo também que a rotura decorre no elemento crítico da parede e não nas cintas de poliéster.

A expressão fundamental de carga de colapso (N_u) de uma coluna ou pilar circular é a seguinte (Borri & Grazini, 2004):

$$N_u = N + \Delta N$$

Com os seguintes significados:

N – Esforço normal resistente avaliado na ausência de cintagem;

ΔN – Incremento de esforço normal resistente na ausência de efeito de cintagem;

No seguimento na cintagem deve resultar $N_u = N_{R,0}$.

É necessário avaliar primeiro o grau de dano do pilar de alvenaria com o método simplificado da [Figura 5.62](#). Em cada grau de dano é atribuído uma estimativa da perda de capacidade de carga quantificada do seguinte modo:

- Para o grau de dano I é atribuída uma redução da resistência tal que $N_{R,0}/N = 1,10$;
- Para o grau de dano II é atribuído uma redução da resistência tal que $N_{R,0}/N = 1,15$;
- Para o grau de dano III é atribuído uma redução da resistência tal que $N_{R,0}/N = 1,25$;

Estabelece-se a geometria do elemento a salvaguardar, o grau de dano e a tipologia da cinta de poliéster a ser usada (de 50 ou 75 mm de altura), determinando-se o passo seguinte a partir da expressão seguinte:

$$N_u = N + \Delta N = A \times (f_{m,d,0} + k_1 \times f'_1)$$

Os parâmetros a serem determinados no projeto de intervenção aparecem na forma explícita da expressão geral e são:

A – Área da secção transversal da coluna ou pilar;

$f_{m,d,0}$ – Resistência à compressão do material não de cintagem;


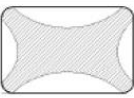

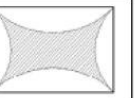

k_1 - Coeficiente de incremento da resistência à compressão devido ao efeito de cintagem: coeficiente de aumento de resistência à compressão devido ao aro: $k_1 = 2,4 \times (f'_1/f_{m,d,0})^{-0,17}$;

f'_1 - Pressão eficaz de confinamento (Borri e Grazini, 2004): $f'_1 = k_h \times k_v \times f_1$.

Para calcular k_1 e f'_1 é necessário determinar os seguintes fatores:

k_h - Coeficiente de eficiência horizontal. Expressa a relação entre a área eficazmente confinada e a área geométrica da secção. Como pode ser visto a partir da Tabela 5.9 o valor do coeficiente de k_h está ligado à forma da secção e à razão entre os lados: As secções compactas e cantos arredondados são mais eficazes. As figuras da tabela mostram um sombreado com a parte da secção transversal que beneficiou da cintagem. A secção circular fornece uma resposta ótima.

Tabela 5.9- Coeficiente de eficiência, dependendo da razão entre os lados " r_f " (Borri & Grazini, 2004).

r_f					
1	0.687		0.476		1
1.2	0.673		0.467		
1.4	0.653		0.446		
1.6	0.629		0.417		
1.8	0.602		0.383		
2	0.574		0.345		
2.2	0.544		0.305		
2.4	0.533		0.262		
2.6	0.480		0.218		
2.8	0.448		0.173		
3	0.414		0.12		

k_v - Coeficiente de eficiência vertical (igual a 1,0 para cintagem contínua) (Borri & Grazini, 2004). O valor k_v é calculado como:

$$k_v = \left(1 - \frac{p_f - b_f}{2 \times d_{min}}\right)^2$$

Onde d_{min} é a dimensão mínima transversal no caso de secções retangulares, ou o diâmetro no caso de secções circulares. A Figura 5.63 explicita o significado dos símbolos.

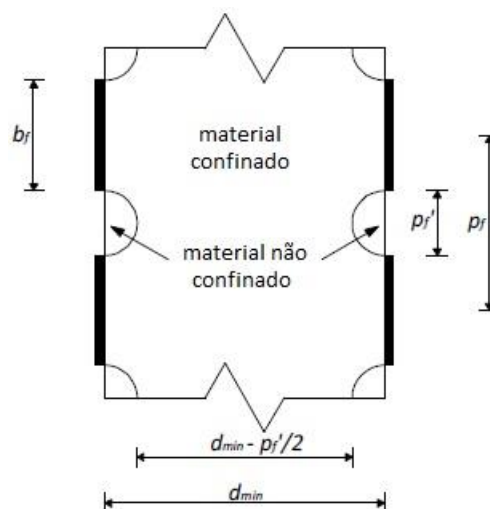


Figura 5.63- Efeito de cintagem na direção vertical (editado por CNR-DT 200: 2004).

f_1 – Pressão de confinamento (Borri & Grazini, 2004) Representa a pressão exercida do sistema sobre a área confinada (Figura 5.64). A expressão da pressão de confinamento é a seguinte:

$$f_1 = 2 \times v \times \rho_r \times n \times f_{md0} \quad (\text{Dolce, Liberatore, Moroni, Perillo, Spera, \& Cacosso, 2006})$$

em que eles definem:

ρ_r - Relação entre a espessura do elemento confinante (t) e a mínima dimensão transversal:

$$\rho_r = t/d_{min};$$

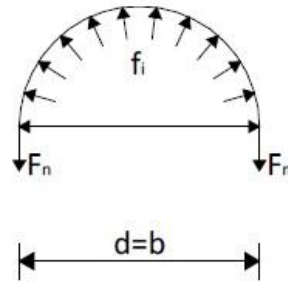


Figura 5.64- Representação da pressão confinante f_1 .

De forma a dimensionar o sistema de confinamento em função do grau de dano estimado, simplifica-se a expressão fundamental do incremento de resistência da coluna comprimida da seguinte forma:

$$N_u = A \times (f_{md0} + k_1 \times f'_1) = A \times \left[f_{md0} + 2,4 \times \left(\frac{f'_1}{f_{md0}} \right)^{-0,17} \times f'_1 \right] =$$

$$= A \times f_{md0} \times [1 + 2,4 \times (k_h \times k_v \times 2 \times v \times \rho_r \times n)^{0,83}]$$

Onde:

$$\frac{N_u}{N} = \frac{N_u}{A \times f_{md0}} = [1 + 2,4 \times (k_h \times k_v \times 2 \times v \times \rho_r \times n)^{0,83}]$$

A vantagem da relação N_u/N do primeiro membro consiste no facto de, para cada grau de danos possível, conhecer-se à priori o seu valor. Isto permite pensar em termos relativos, independentemente da resistência à compressão de alvenaria.

No caso de colunas circulares ($k_h = 1$) estabelece-se o grau de dano do elemento estrutural (o valor a ser atribuído à razão N_u/N), calcula-se o coeficiente k_v e, sucessivamente, a sua expressão é obtida a partir da altura fixa das cintas b_f .

No caso de colunas retangulares, segue-se o mesmo raciocínio para a cintagem, a não ser que se coloque $k_h = 0,574$, valor válido para as secções de chanfro com relação igual a 2 (limitação imposta pelo manual (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010)). A presença de cantoneiras nos cantos (prescritos pelo manual (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010)) permite ampliar a área cintada e trazer a discussão para o caso de cantos arredondados.

A limitação da dimensão máxima característica do elemento estrutural igual a 90 cm, deriva da ineficácia apurada do sistema para dimensões superiores. Não são consideradas soluções para as quais resulta necessariamente que é necessário cruzar as ligações. Em tais casos é necessário limitar a dimensão d_{min} , e adiar os restantes casos de intervenções.

Efeito da temperatura

A exposição prolongada à radiação solar pode danificar as cintas de poliéster, especialmente devido ao facto de que as mesmas devem ser colocadas no topo das secções de metal que tem a função de transmitir adequadamente a ação circundante. Da leitura da norma de referência para as cintas de poliéster, podemos retirar que as mesmas não devem estar expostas temperatura máximas superiores a 100 ° C.

5.2.8 Encamisamento de paredes de alvenaria

5.2.8.1 Descrição e finalidade do sistema

O encamisamento de paredes de alvenaria consiste num sistema de confinamento (“encamisamento”) de paredes de alvenaria irregulares, realizado por meio de dois suportes de madeira fixados entre si por tirantes de aço que passam através da parede.

A intervenção é particularmente indicada no caso dos painéis da parede para efeito de cargas excessivas ou no caso de separação das duas faces que constituem o invólucro da alvenaria. A **Figura 5.65** representa a condição acima descrita.

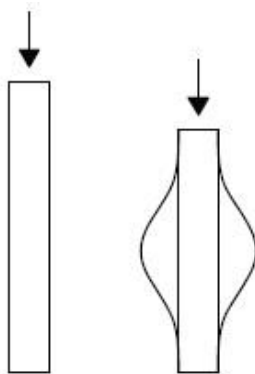


Figura 5.65- Colapso típico de paredes de alvenaria irregular sobrecarregada.

O objetivo deste sistema provisório, cujas etapas de execução são mostrados na **Figura 5.66** é melhorar as características de resistência da alvenaria através de uma ação de confinamento.

O manual (Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord., 2010) está projetado exclusivamente para intervenções em elementos de alvenaria com espessura não superior a 80 cm, esperam-se dificuldades na execução de furos (muitas vezes em cota elevada) de paredes mais espessas. Eventuais extensões no campo de aplicação do esquema deverão ser avaliadas caso a caso.



Figura 5.66- Breve descrição das fases de execução do encamisamento de paredes.

5.2.8.2 Escolha da solução de encamisamento

Soluções de projeto

Para os sistemas de encamisamento são indicadas soluções na **Figura 5.67-** Sistema constituído por duas travessas de madeira ligadas a tirantes de aço que atravessam a parede.

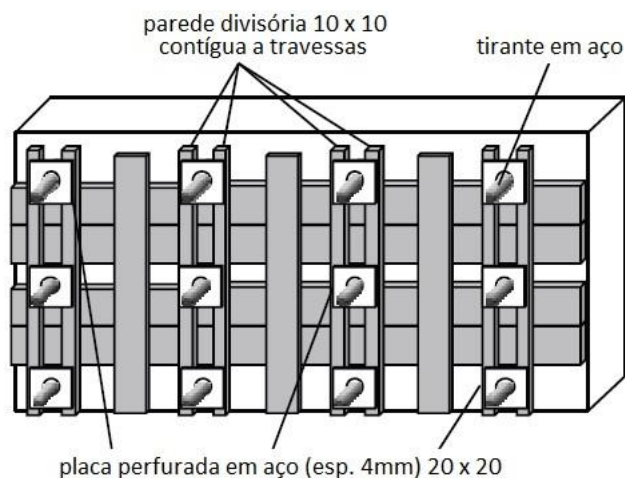


Figura 5.67- Solução de encamisamento.

5.2.8.3 Material

Para os tirantes de pregagens de costura assume-se a utilização de barras de FeB44k ($f_{yd} = 374 \text{ N/mm}^2$). Assume-se que a alvenaria é constituída por elementos naturais caracterizados por terem fraca resistência à compressão e de argamassa de fracas propriedades mecânicas, com uma resistência à compressão f_{bd} igual a $1,8 \text{ N/mm}^2$.

5.2.8.4 Esquema de cálculo

A condição de instabilidade descrita acima pode ser representada como na [Figura 5.68](#), em que se assume uma flexa (e) para fora do plano da parede, em relação ao estado de equilíbrio do tirante, sujeita a uma carga que poderá ser considerada distribuída.

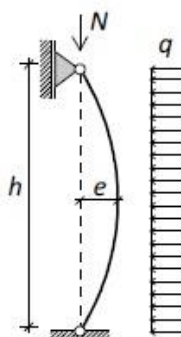


Figura 5.68- Esquema de cálculo para a determinação da ação dos tirantes.

5.2.8.5 Dimensionamento

Para o dimensionamento do encamisamento toma-se como referência as indicações referidas em (Furiozzi, Messina, & Paolini, 2007) para a pregagem de costura com pregos de metal, sugere-se a utilização de 4 barras de $\text{Ø}6$ ou $\text{Ø}8$ para cada metro quadrado.

A verificação do sistema de costura é efetuada pela adoção do esquema de cálculo apresentado no subcapítulo anterior.

Assume-se uma flexa (e) máxima admissível de 3 cm, para uma altura h dessa parede igual a 2,5 m. Tal flexa corresponde a uma relação e/h igual a 1,2%.

A ação normal atuante na parede supõe-se igual à máxima carga vertical que pode suportar em condições deformadas. Este valor é determinado partindo do princípio de que a parede é composta por dois revestimentos de paredes de igual espessura.

Em relação à [Figura 5.69](#) pode-se calcular a ação normal N como:

$$N = f_{bd} \times s_m \times l_n \times \Phi$$

Com:

f_{bd} – Resistência à compressão de projeto da parede;

s_m – Espessura da parede (Figura 5.69)

i_n – Distância horizontal entre tirantes de pregagens de costura Figura 5.69.

Φ – Coeficiente de redução da resistência do material.

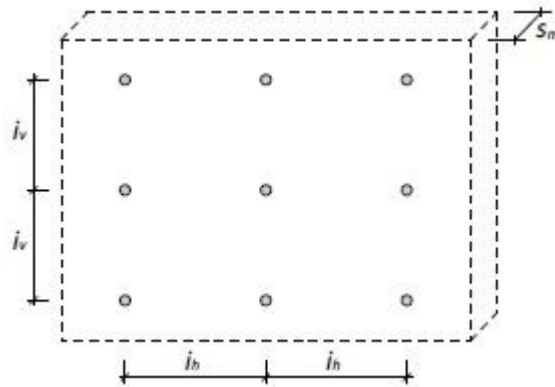


Figura 5.69- Posicionamento dos tirantes das pregagens costura e sua interação.

Com referência à Figura 5.68, impondo o equilíbrio para rotação em relação à configuração deformada da face de parede, obtém-se a carga q pela seguinte expressão de equilíbrio:

$N \times e - q \times h^2/4 + q \times h^2/8 = 0$ onde se obtém:

$$q = 8 \times e \times N/h^2$$

Como pode ser visto, a carga (q) do sistema de encamisamento decrescerá com o aumento da altura (h) do revestimento, para um valor da excentricidade (e) fixo.

Assumindo um esquema estático com uma travessa contínua com 5 apoios (correspondentes às barras de costura distanciadas entre si verticalmente $i_v = 0,5m$, no topo de uma parede de $2,5 m$), a tensão $T_{m\acute{a}x}$ sobre a barra de costura mais solicitada, é igual a:

$$T_{m\acute{a}x} = 1,143 \times q \times i_v$$

O valor da tensão é utilizado para as dimensões da última. Para a verificação dos dois lados os tirantes são considerados no esquema da travessa com apoios mais carregados com a carga distribuída (q) definida acima. A verificação da parede é efetuada à flexão.

Capítulo 6 – Conclusão

Através dos dados analisados no Censos 2011 referentes às épocas de construção dos edifícios em Portugal e das suas respetivas características construtivas pode afirmar-se que continua a existir uma percentagem significativa do edificado português que se encontra envelhecido e vulnerável à ação sísmica. No entanto, se o Censos fosse referente ao ano 2016 esta percentagem poderia ser eventualmente mais reduzida, uma vez que tem havido muitas obras de requalificação do edificado urbano, especialmente em Lisboa e no Porto.

Após a ocorrência de um sismo, revestem-se de maior importância as ações de inspeção do edificado de modo a estabelecer a sua usabilidade em termos de segurança para os habitantes. No caso de edifícios que necessitam de intervenção, a existência de um manual de medidas de consolidação permitirá tomar decisões de forma mais rápida, mais segura e mais eficaz.

Este trabalho final de mestrado constitui uma contribuição para aquilo que poderá ser implementado no processo de *emergência pós-sismo*, seguindo o exemplo de países como a Itália, que infelizmente foi forçada a implementar este tipo de procedimentos devido à ocorrência sistemática de sismos de magnitude moderada mas com epicentros muito próximos das cidades.

A realização deste trabalho mostrou a necessidade de existir uma preparação quer ao nível nacional como municipal para intervir célere e eficazmente, com um conjunto de técnicos qualificados ao nível da engenharia civil e com formação específica para realizar inspeções pós-sismo. Adicionalmente, é também fulcral existir um conjunto de técnicos com formação específica preparados para a execução das medidas de intervenção, como é o caso de medidas de consolidação e estabilização.

É imprescindível a utilização de soluções provisórias de consolidação e estabilização nestas situações porque permitem preservar, tanto quanto possível, os edifícios afetados em caso de novas réplicas e poderão permitir posteriormente o seu reforço e utilização, protegendo igualmente a população e as áreas envolventes. A escolha de uma solução técnica de consolidação ou estabilização pós-sismo, a aplicar em determinado edifício, depende de vários fatores, mas essencialmente da sua tipologia construtiva e dos danos que apresenta, pelo que a compreensão dos sistemas construtivos é fundamental. Cada tipologia possui características próprias, em termos de materiais e técnicas construtivas utilizadas. A organização e interação dos vários elementos que o constituem poderão condicionar o seu comportamento face à ação sísmica e, conseqüentemente, os danos que apresentem.

Assim, este trabalho final de mestrado pretendeu, de forma geral, identificar alguns mecanismos de dano mais comuns em edifícios, apresentar uma proposta de um formulário de inspeção a edifícios após um sismo, e identificar e propor algumas medidas de consolidação e estabilização que irão contribuir para a realização de um manual a publicar pelo LNEC, para

utilização em Portugal no caso de ocorrência de um sismo de magnitude relevante ou com epicentro próximo, esperando sempre que nunca seja necessário utilizá-lo.

Referências

- (s.d.). Obtido em Dezembro de 2015, de European Commission, Joint Research Centre, IPSC, ELSA: <http://elsa.jrc.ec.europa.eu/showmission.php?id=2>
- Aguiar, J., Melo, L., Silva, L., & Ramos, R. (2014). *Sismo de Oitenta*. Obtido em 2 de Dezembro de 2015, de Sismo de Oitenta: <http://www.sismodoitenta.com/>
- Alves, J. (Setembro de 2009). Estudo do Comportamento Dinâmico do Quartel dos Bombeiros das Lajes do Pico - baseado no sismo de 9 de Julho de 1998. Dissertação.
- Astroza, M., Ruiz, S., & Astroza, R. (Junho de 2012). Damage Assessment and Seismic Intensity Analysis of the 2010 (Mw 8.8) Maule Earthquake. *Earthquake Spectra, Volume 28*, pp. S145-S164.
- Baggio, C., Bernardini, A., Colozza, R., Corazza, L., Della Bella, M., Di Pasquale, G., et al. (2007). Field Manual for post-earthquake damage and safety assessment and short term countermeasures (AeDES). JRC Science Hub-European Commission.
- Barazza, F., Bellizzi, M., Bolognese, C., Cavriani, M., Caciolai, M., Odorico, A., et al. (2010). *Manuale Opere Provvisoriale L'intervento Tecnico Urgente in Emergenza Sismica*. Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco, Università degli Studi di Udine.
- Borri, A., & Grazini, A. (2004). Criteri e metodologie per il dimensionamento degli interventi con FRP nel miglioramento sismico degli edifici in muratura. *Atti de XI Congresso Nazionale "L'Ingegneria Sismica in Italia"*. Genova.
- BS EN14081-1:2005. (s.d.). Timber structures, strength graded structural timber with rectangular cross section: General requirements. Comité Européen de Normalization (CEN).
- Dolce, M. (2004). Chapter 3 - Seismic safety of Schools in Italy . In *Laboratory for Material and Structural Testing University of Basilicata, Italy*. OECD.
- Dolce, M., Liberatore, D., Moroni, C., Perillo, G., Spera, G., & Cacosso, A. (2006). *Manuale per le opere provvisoriale urgenti post-sisma (OPUS)*. Convenzione tra il Dipartimento della Protezione Civile, ufficio servizio sismico Nazionale e l'Università degli Studi della Basilicata.
- Durão, L. (Fevereiro de 1985). Revista de Estudos Urbanos e Regionais, Sociedade Território. *Angra do Heroísmo: da Catástrofe ao Património Mundial. A Cidade Existente*.
- EC0:EN1990:2002-en. (s.d.). EC0:Basics of structural design. Comité Européen de Normalization (CEN).
- EC1:EN1991-1:2002-en. (s.d.). EC1: Actions on structures; Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings;. Comité Européen de Normalization (CEN).
- EC5:EN 1995-1-1:2004-en. (s.d.). EC5: design of timber structures:General- common rules and rules for buildings. Comité Européen de Normalization.
- EC8:NP EN1998-1:2010. (s.d.). EC8: Projecto de estruturas para resistência aos sismos: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios. Comité Européen de Normalization (CEN).

- Edilizia. (s.d.). *Edilizia News*. Obtido em Dezembro de 2016, de <http://www.edilizianews.it/>
- Fraser, S., Raby, A., Pomonis, A., Goda, K., Chian, S. C., Macabuag, J., et al. (2012). *Tsunami Damage to Coastal Defences and Buildings in the March 11th 2011 Mw9.0 Great East Japan Earthquake and Tsunami*. Netherlands: Springer Science + Business Media B.V.
- Furiozzi, B., Messina, C., & Paolini, L. (2007). *Prontuario per il calcolo di elementi strutturali*. Le Monnier Scuola.
- Gruppo di Lavoro, N.C.P. S. Grmaz coord. (2010). Manual Vademecum STOP. Scheme tecniche delle opere provvisoriale per la mesa in sicurezza Post-sisma da parte dei Vigili del Fuoco. Roma, 119pp: Corpo Nazionale dei Vigili del Fuoco- Ministero dell' Interno.
- Instituto Nacional de Estatística, I.P. (2012). *Censos 2011 Resultados Definitivos - Portugal*. Lisboa-Portugal: INE.
- Lopes, M. (5 de Setembro de 2004). Sismos em Portugal: Consequências e Soluções. *Engenharia e Vida*, pp. 36-43.
- Lopes, M. (2008). *Sismos e Edifícios*. Amadora: Edições Orion.
- Madeira, J., & Silveira, A. (2007). Tectónica e Sismicidade na Ilha do Faial. *Boletim do Núcleo Cultural da Horta*.
- Maffei, J., & Bazzurro, P. (Julho de 2004). The 2002 Molise, Italy, Earthquake. *Earthquake Spectra*, Volume 20, pp. S1-S22.
- Marecos, J. E., & Castanheta, M. N. (1970). *Estudo do comportamento de estruturas sob a ação do sismo de 28 de Fevereiro de 1969. Memória nº357*. Lisboa: LNEC, 1970.
- Mendes, A. (Fevereiro de 2014). Memórias do sismo de 1980 nos Açores reunidas num site. *Público*.
- Miranda, J. M., & Carrilho, F. (2014). *45 Anos do Sismo de 28 de Fevereiro de 1969*. Instituto Português do Mar e da Atmosfera (IPMA).
- Rossetto, T., Peiris, N., Alarcon, J., So, E., Sargeant, S., Free, M., et al. (Fevereiro de 2011). Field Observations from the Aquila, Italy earthquake of April 6, 2009. *Bulletin of Earthquake Engineering*, pp. 11-37.
- Senos, M. L., & Carrilho, F. (2003). *Sismicidade de Portugal Continental*. Lisboa: Divisão de Sismologia/Instituto de Meteorologia.
- Silva, M. (Janeiro de 1980). *Jornal Público*. Obtido em Dezembro de 2015, de <http://www.publico.pt/ciencia/noticia/memorias-do-sismo-de-1980-nos-aco-res-reunidas-num-site-1627466#/0>
- Sousa, M., Martins, A., & Oliveira, C. (1992). *Compilação de Catálogos Sísmicos da Região Ibérica*. Relatório 36/92 - NDA, LNEC.
- Teves-Costa, P., Oliveira, C., & Senos, M. (2004). Sísmica 2004 - 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. *Danos em Angra do Heroísmo provocados pelo sismo de 1980. Correlação com as frequências do solo e edifícios*.

Anexos

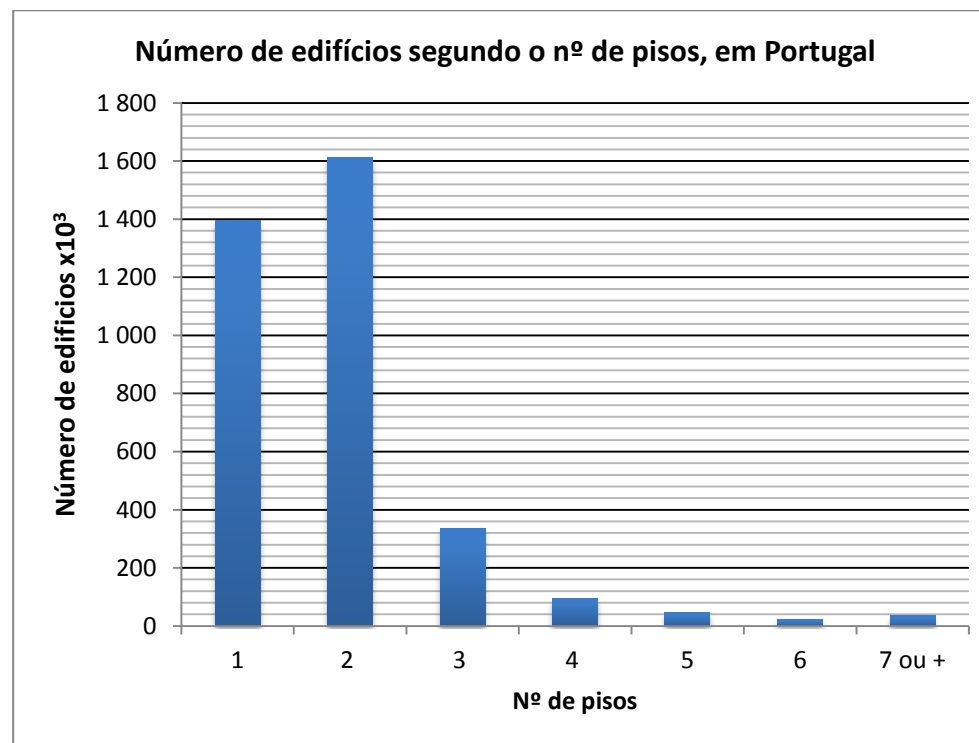


ANEXO A

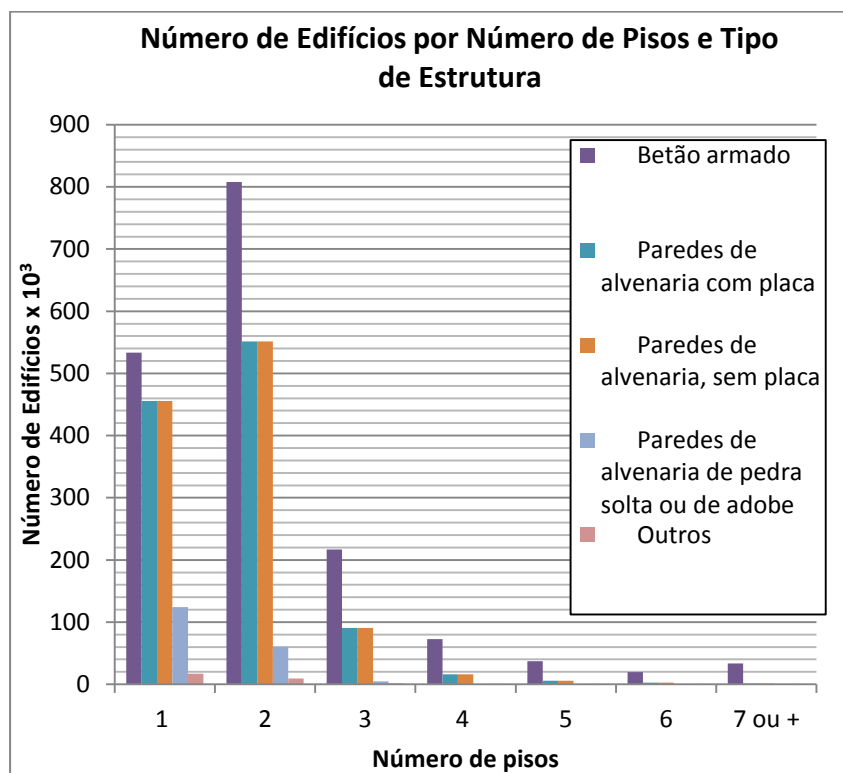
Edifícios, segundo o número de pisos, por principais materiais utilizados na construção

Anexo A 1- Tabela com dados estatísticos sobre edifícios, segundo o número de pisos, por principais materiais utilizados na construção (Instituto Nacional de Estatística, I.P., 2012)

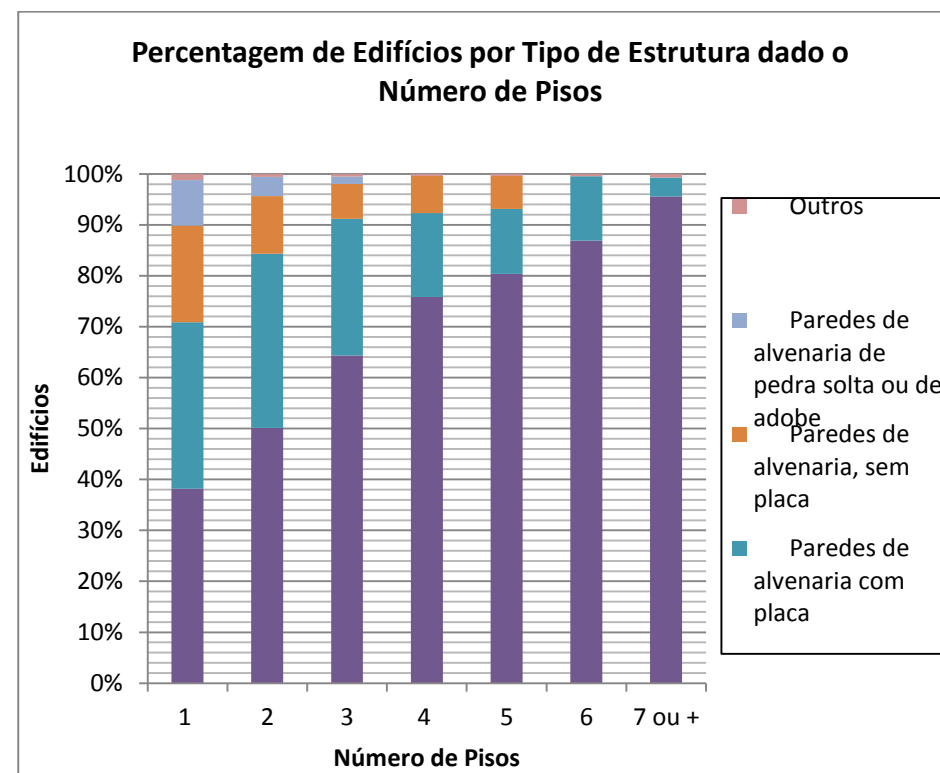
Zona Geográfica	Edifícios segundo o número de pisos							
Principais materiais utilizados na construção	Total	1 piso	2 pisos	3 pisos	4 pisos	5 pisos	6 pisos	7 ou mais pisos
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Portugal								
Tipo de estrutura da construção	3 544 389	1 395 703	1 611 913	336 787	95 973	46 283	22 750	34 980
Betão armado	1 721 109	533 452	807 770	216 696	72 782	37 195	19 771	33 443
Paredes de alvenaria com placa	1 123 774	455 928	551 440	90 509	15 805	5 913	2 879	1 300
Paredes de alvenaria, sem placa	481 115	265 209	182 812	23 086	7 003	3 005	0	0
Paredes de alvenaria de pedra solta ou de adobe	189 072	123 902	60 388	4 782	0	0	0	0
Outros	29 319	17 212	9 503	1 714	383	170	100	237
Revestimento exterior	3 544 389	1 395 703	1 611 913	336 787	95 973	46 283	22 750	34 980
Reboco tradicional ou marmorite	2 977 132	1 188 477	1 340 735	292 376	78 305	35 396	16 939	24 904
Pedra	411 206	158 377	221 982	24 213	3 235	1 370	693	1 336
Ladrilho cerâmico ou mosaico	133 014	34 658	43 700	18 591	13 755	9 151	4 949	8 210
Outros	23 037	14 191	5 496	1 607	678	366	169	530
Cobertura	3 544 389	1 395 703	1 611 913	336 787	95 973	46 283	22 750	34 980
Em terraço	105 563	24 729	28 669	16 229	11 347	7 608	5 047	11 934
Inclinada	3 365 068	1 350 927	1 552 808	310 114	80 316	36 032	15 972	18 899
Revestida a telhas cerâmicas ou de betão	3 299 939	1 314 386	1 536 297	305 050	77 352	34 209	15 167	17 478
Revestida a outros materiais	65 129	36 541	16 511	5 064	2 964	1 823	805	1 421
Mista (inclinada e terraço)	73 758	20 047	30 436	10 444	4 310	2 643	1 731	4 147



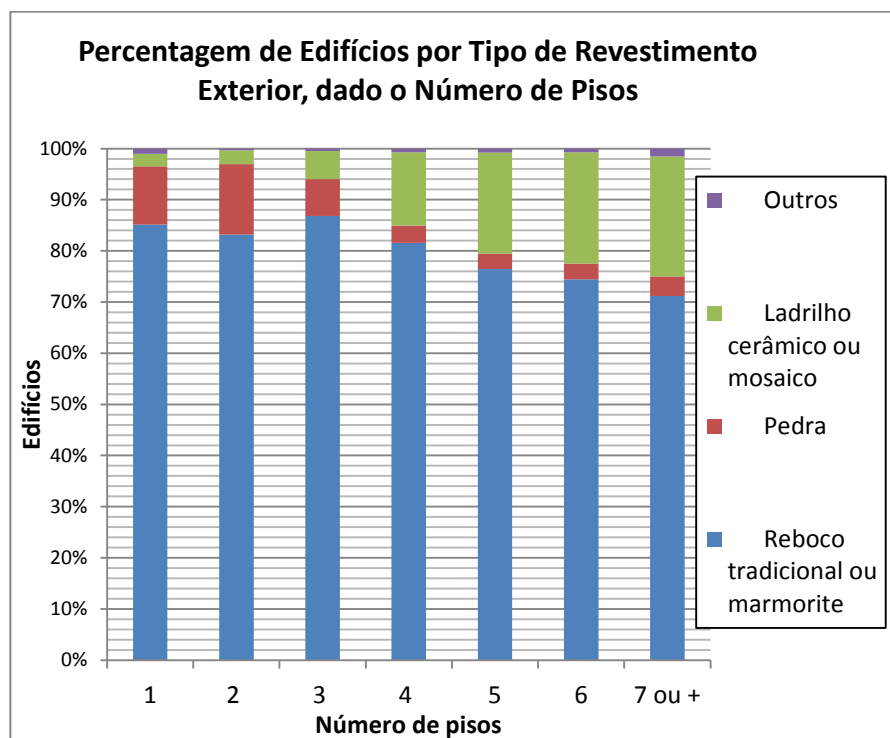
Anexo A 2- Gráfico com número de edifícios por número de pisos, em Portugal.



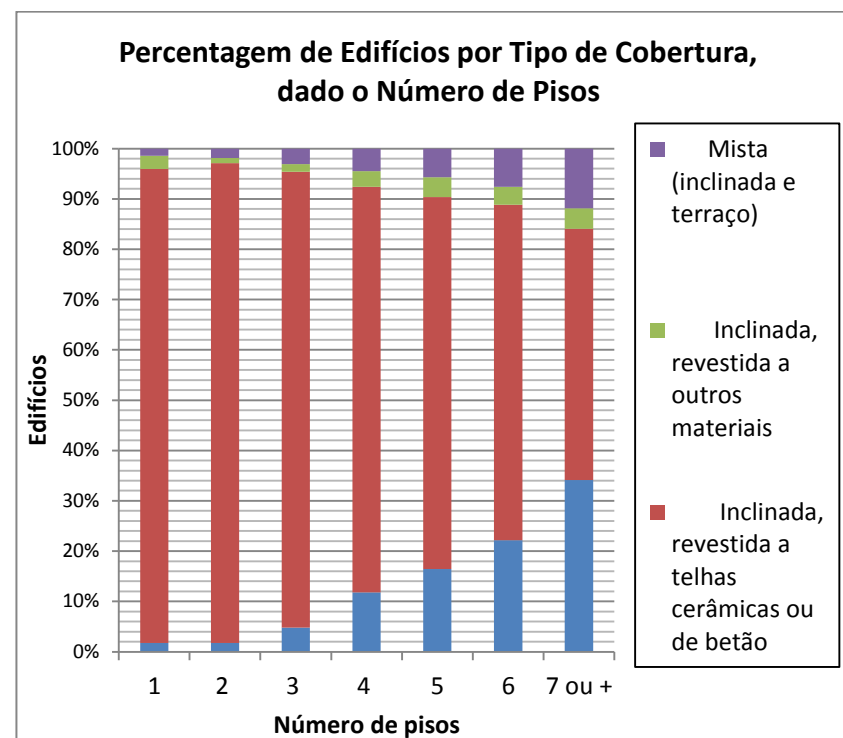
Anexo A 3- Gráfico com número de edifícios por número de pisos e tipo de estrutura, em Portugal.



Anexo A 4- Gráfico com percentagem de edifícios por tipo de revestimento exterior, dado o número de pisos, em Portugal.



Anexo A 5- Gráfico com percentagem de edifícios por tipo de cobertura, dado o número de pisos, em Portugal.



Anexo A 6- Gráfico com percentagem de edifícios por tipo de cobertura, dado o número de pisos, em Portugal.

Edifícios, segundo a época de construção, por principais materiais utilizados na construção

Anexo A 7- Tabela com dados estatísticos sobre edifícios, segundo a época de construção, por principais materiais utilizados na construção (Instituto Nacional de Estatística, I.P., 2012)

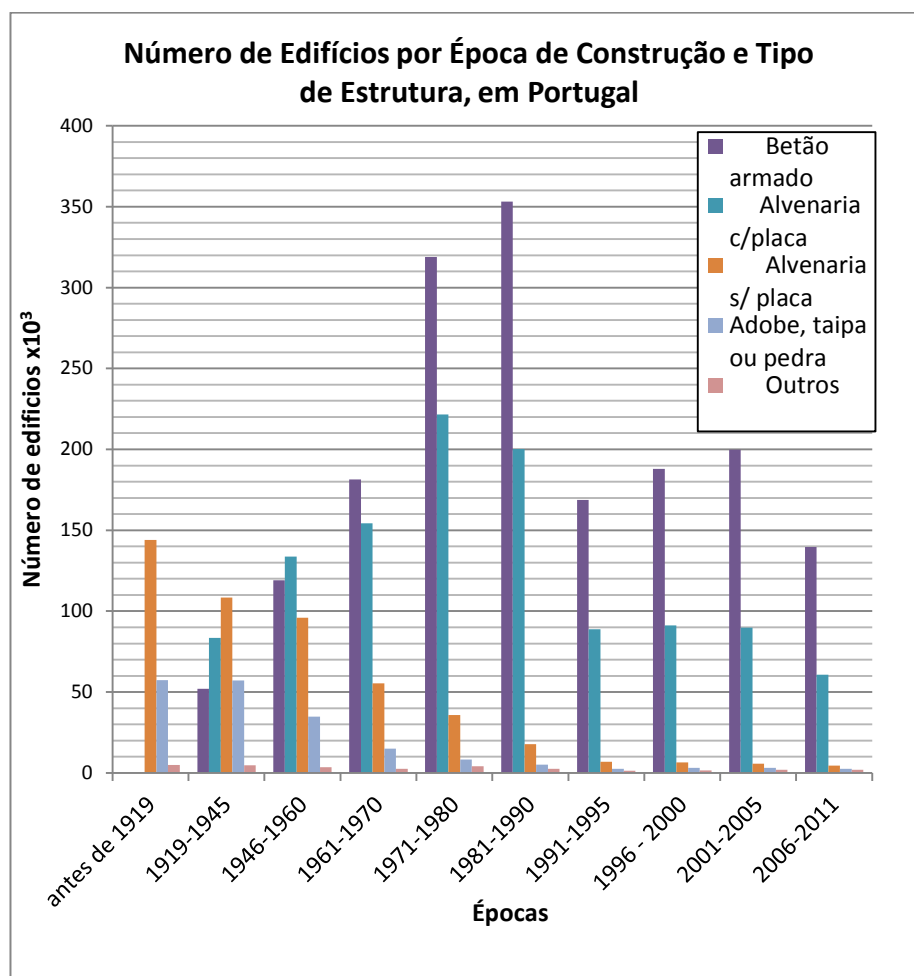
Zona Geográfica	Época de construção										
	Total	Antes de 1919	1919-1945	1946-1960	1961-1970	1971-1980	1981-1990	1991-1995	1996 – 2000	2001-2005	2006-2011
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Portugal											
Tipo de estrutura da construção	3 544 389	206 343	305 696	387 340	408 831	588 858	578 845	268 179	290 292	300 635	209 370
Betão armado	1 721 109	0	52 107	119 125	181 475	318 909	353 238	168 808	188 001	199 872	139 574
Paredes de alvenaria com placa	1 123 774	0	83 489	133 803	154 270	221 631	200 207	88 712	91 188	89 849	60 625
Paredes de alvenaria, sem placa	481 115	144 099	108 312	95 933	55 414	35 802	17 804	6 880	6 521	5 738	4 612
Paredes de alvenaria de pedra solta ou de adobe	189 072	57 353	57 104	34 865	15 109	8 305	5 038	2 482	3 120	3 131	2 565
Outros	29 319	4 891	4 684	3 614	2 563	4 211	2 558	1 297	1 462	2 045	1 994
Revestimento exterior	3 544 389	206 343	305 696	387 340	408 831	588 858	578 845	268 179	290 292	300 635	209 370
Reboco tradicional ou marmorite	2 977 132	124 456	216 842	308 839	344 224	518 197	525 611	240 699	256 600	262 485	179 179
Pedra	411 206	74 464	78 480	64 531	44 722	37 788	29 378	16 071	20 068	24 478	21 226
Ladrilho cerâmico ou mosaico	133 014	5 984	8 601	12 196	18 159	28 970	21 006	9 861	11 632	10 928	5 677
Outros	23 037	1 439	1 773	1 774	1 726	3 903	2 850	1 548	1 992	2 744	3 288
Cobertura	3 544 389	206 343	305 696	387 340	408 831	588 858	578 845	268 179	290 292	300 635	209 370
Em terraço	105 563	549	4 447	7 317	7 998	13 076	15 135	8 671	12 560	16 792	19 018
Inclinada	3 365 068	204 832	297 157	374 309	394 052	563 689	550 529	252 624	269 504	274 989	183 383
Revestida a telhas cerâmicas ou de betão	3 299 939	200 476	291 180	367 974	387 104	550 181	539 877	248 377	265 298	270 910	178 562
Revestida a outros materiais	65 129	4 356	5 977	6 335	6 948	13 508	10 652	4 247	4 206	4 079	4 821
Mista (inclinada e terraço)	73 758	962	4 092	5 714	6 781	12 093	13 181	6 884	8 228	8 854	6 969
Revestida a outros materiais	61 660	4 000	5 567	5 859	6 565	12 887	10 182	4 082	4 023	3 856	4 639
Mista (inclinada e terraço)	63 932	801	3 175	4 357	5 456	10 555	11 523	6 243	7 441	8 072	6 309

Anexo A 8- Tabela com percentagem de edifícios por época de construção.

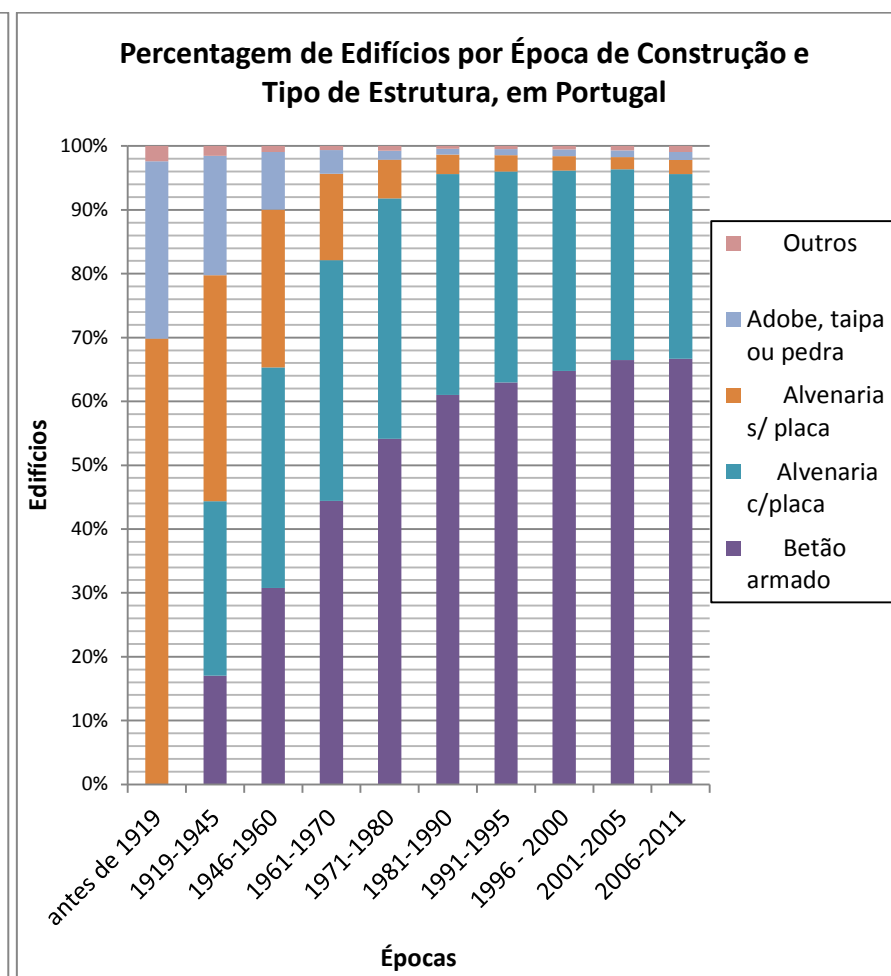
CENSOS 2001	Épocas	Antes de 1961-1970 (+ 40 anos)	1961-1970	1971-1980	1981- 1985	1986- 1990	1991- 1995	1996- 2001
	Nº Edifícios	905 000	379 000	532 000	338 000	274 000	263 000	307 000
	Percentagem	30%	13%	18%	11%	9%	9%	10%

Anexo A 9- Tabela com percentagem de edifícios por épocas de construção.

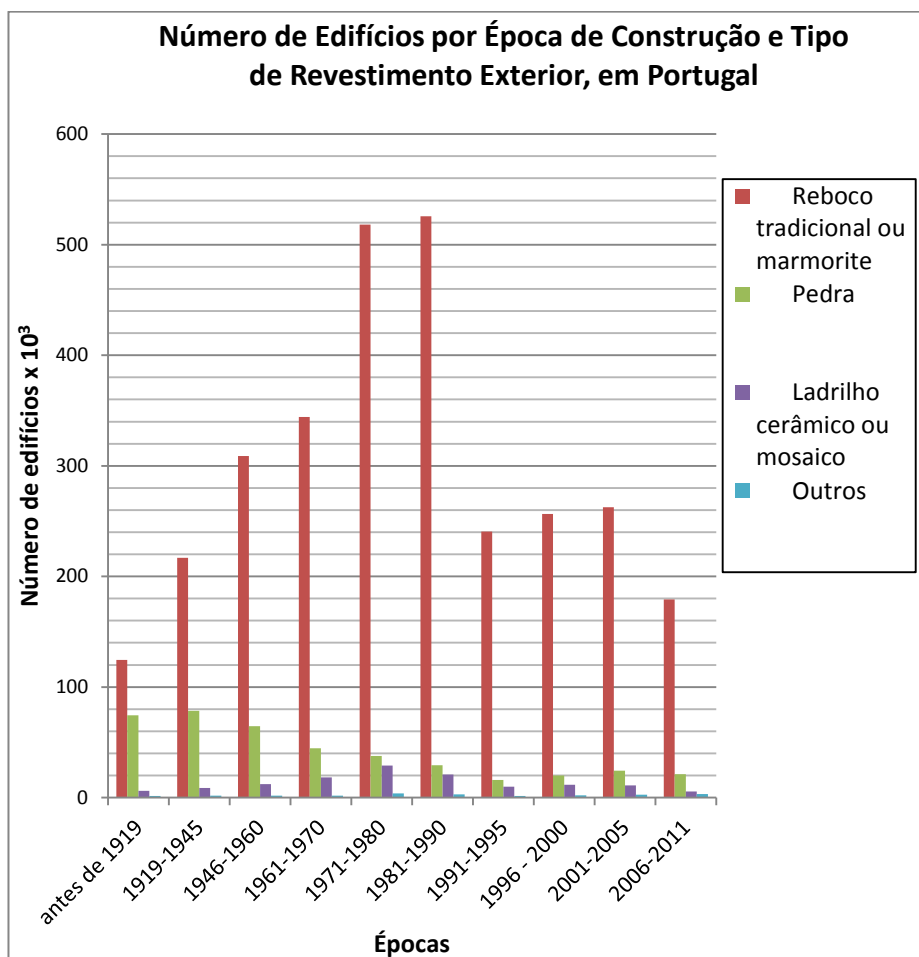
CENSOS 2011	Épocas	Antes de 1971-1980 (+ 40 anos)	1971-1980	1981-1990	1991- 1995	1996- 2000	2001- 2005	2006- 2011
	Nº Edifícios	1 308 210	588 858	578 845	268 179	290 292	300 635	209 370
	Percentagem	37%	17%	16%	8%	8%	8%	6%



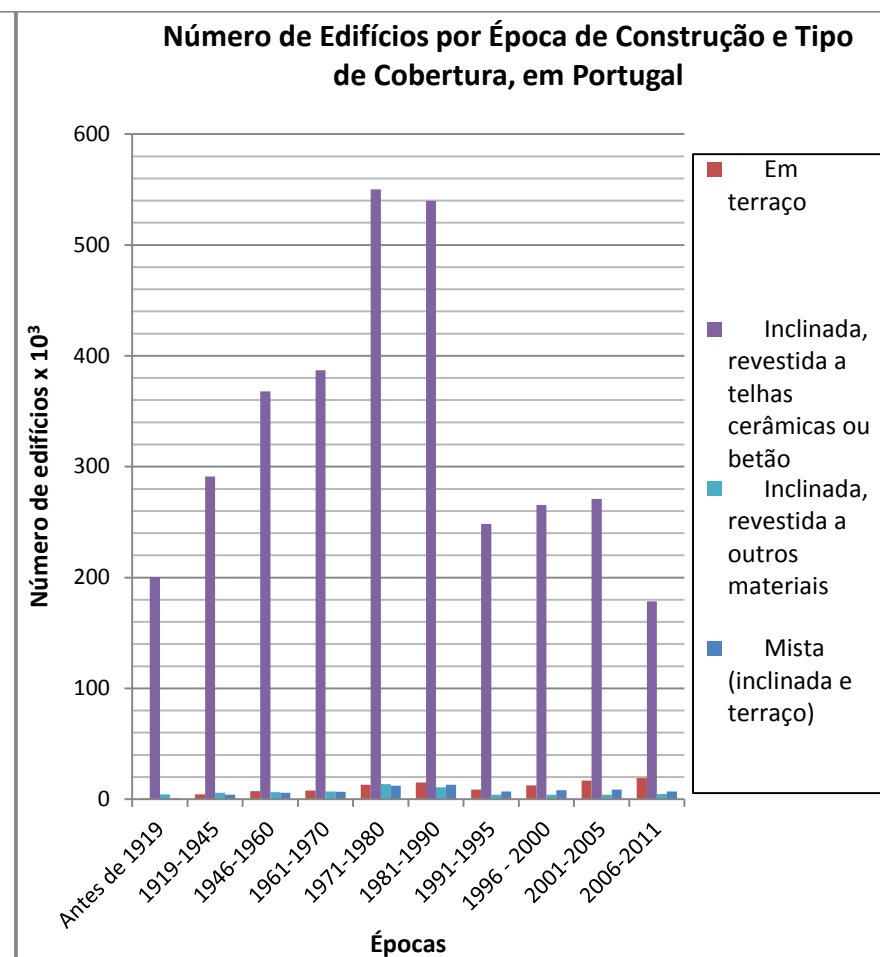
Anexo A 10- Gráfico com número de edifícios por época de construção, dado o tipo de estrutura, em Portugal.



Anexo A 11- Gráfico com Percentagem de edifícios por época de construção, dado o tipo de estrutura, em Portugal.



Anexo A 12- Gráfico com número de edifícios por época de construção, dado o tipo de revestimento exterior, em Portugal.

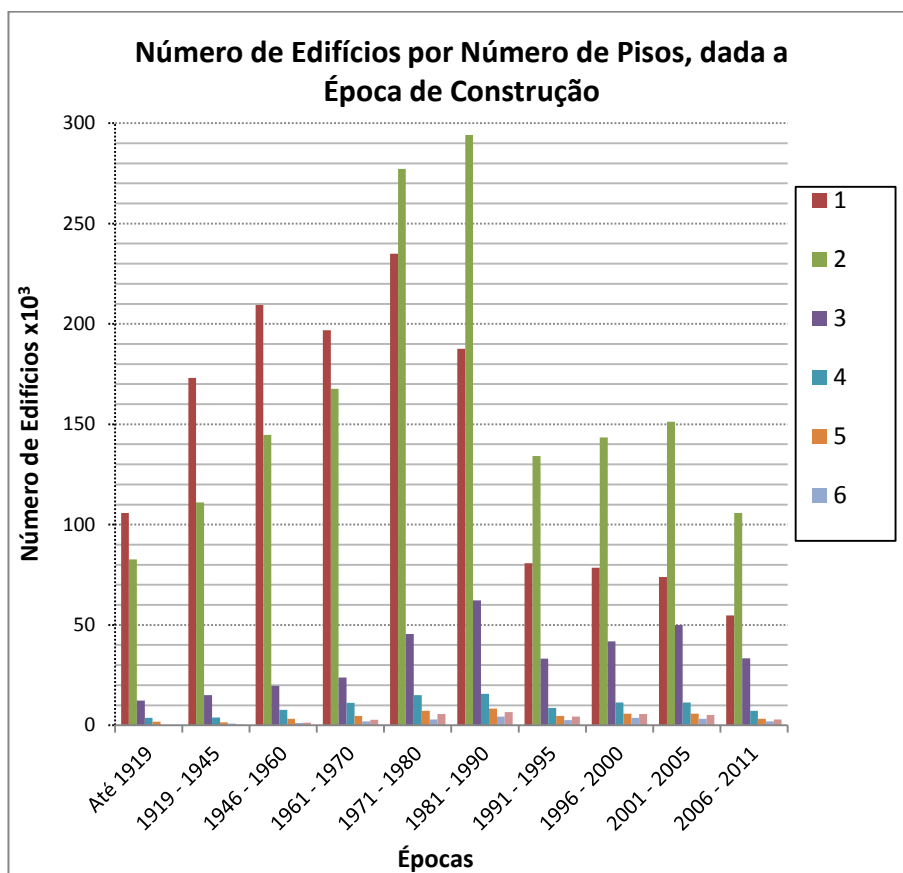


Anexo A 13- Gráfico com número de edifícios por época de construção, dado o tipo de cobertura, em Portugal.

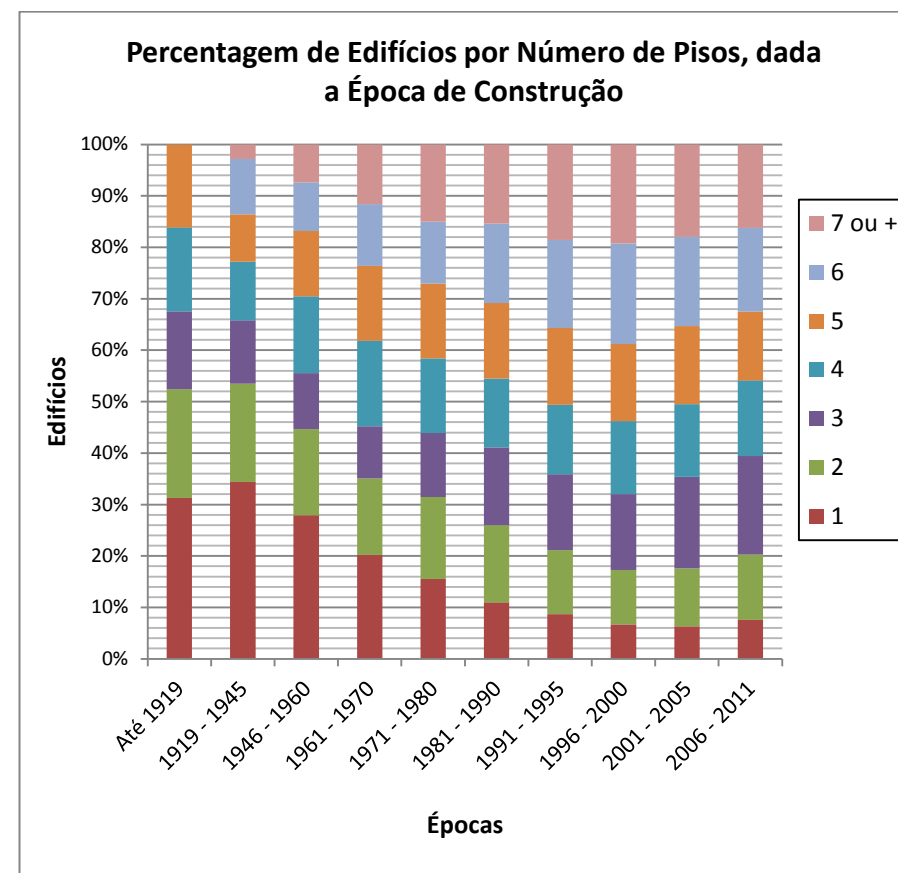
Edifícios, segundo o número de pisos, por época de construção

Anexo A 14- Tabela com dados estatísticos sobre edifícios, segundo o número de pisos, por época de construção (Instituto Nacional de Estatística, I.P., 2012).

Zona Geográfica	Edifícios segundo o número de pisos							
Época de construção	Total	1 piso	2 pisos	3 pisos	4 pisos	5 pisos	6 pisos	7 ou mais pisos
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Portugal	3 544 389	1 395 703	1 611 913	336 787	95 973	46 283	22 750	34 980
Até 1919	206 343	105 718	82 648	12 381	3 786	1 810	0	0
1919 - 1945	305 696	173 038	110 981	14 960	3 939	1 540	879	359
1946 - 1960	387 340	209 508	144 704	19 716	7 705	3 170	1 154	1 383
1961 - 1970	408 831	196 852	167 646	23 750	11 143	4 701	1 911	2 828
1971 - 1980	588 858	235 036	277 295	45 544	15 066	7 275	2 968	5 674
1981 - 1990	578 845	187 638	294 184	62 177	15 683	8 294	4 290	6 579
1991 - 1995	268 179	80 753	134 129	33 140	8 613	4 611	2 598	4 335
1996 - 2000	290 292	78 490	143 344	41 791	11 423	5 847	3 731	5 666
2001 - 2005	300 635	73 847	151 200	49 907	11 316	5 843	3 295	5 227
2006 - 2011	209 370	54 823	105 782	33 421	7 299	3 192	1 924	2 929



Anexo A 15- Gráfico com número de pisos por época de construção e número de pisos.

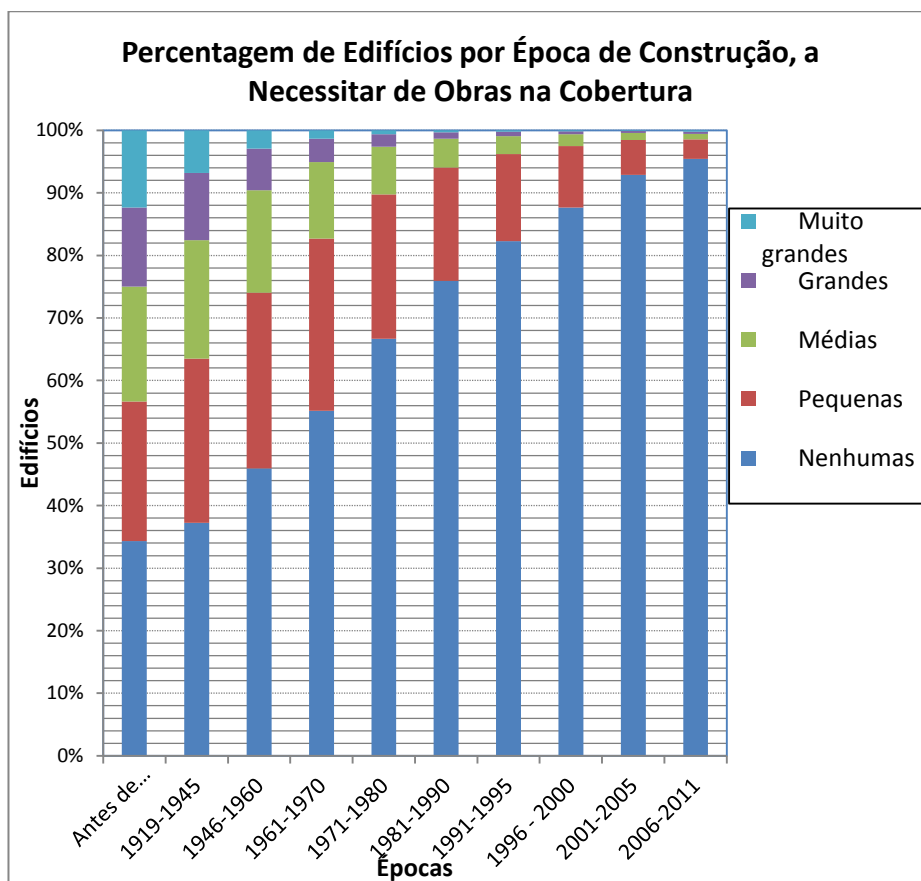


Anexo A 16- Gráfico com percentagem de edifícios por número de pisos, dada a época de construção.

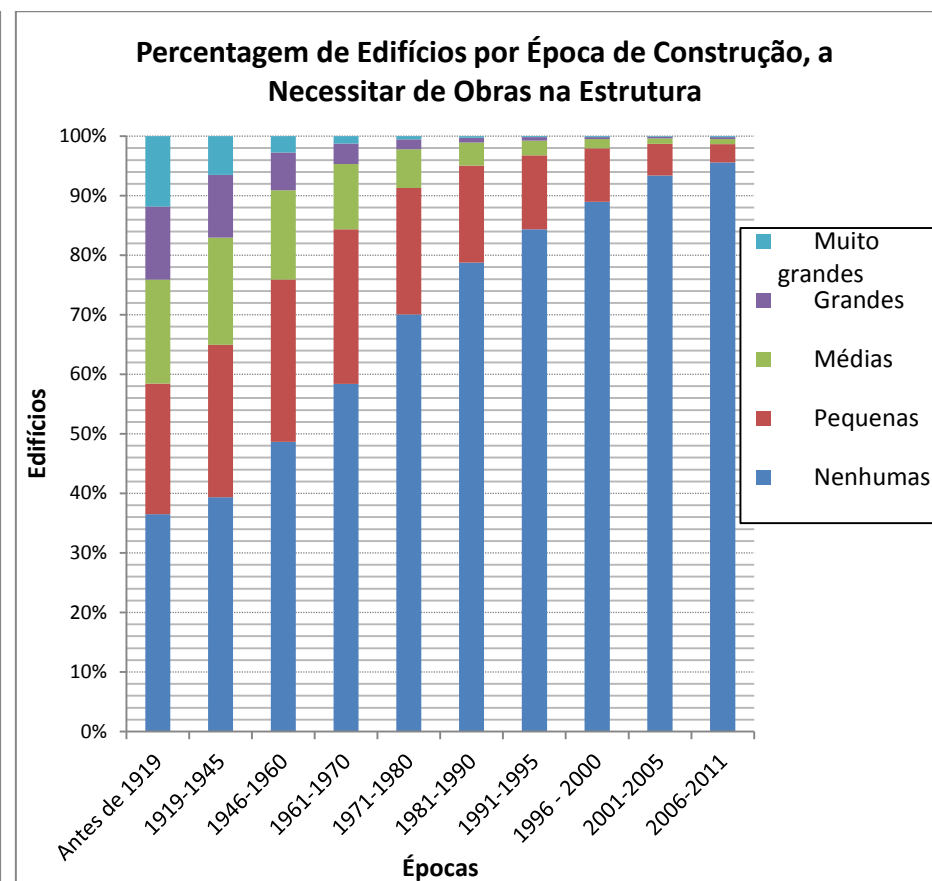
Edifício, segundo a época de construção, por necessidades de reparação

Anexo A 17- Tabela com dados estatísticos sobre edifícios, segundo a época de construção por necessidades (Instituto Nacional de Estatística, I.P., 2012).

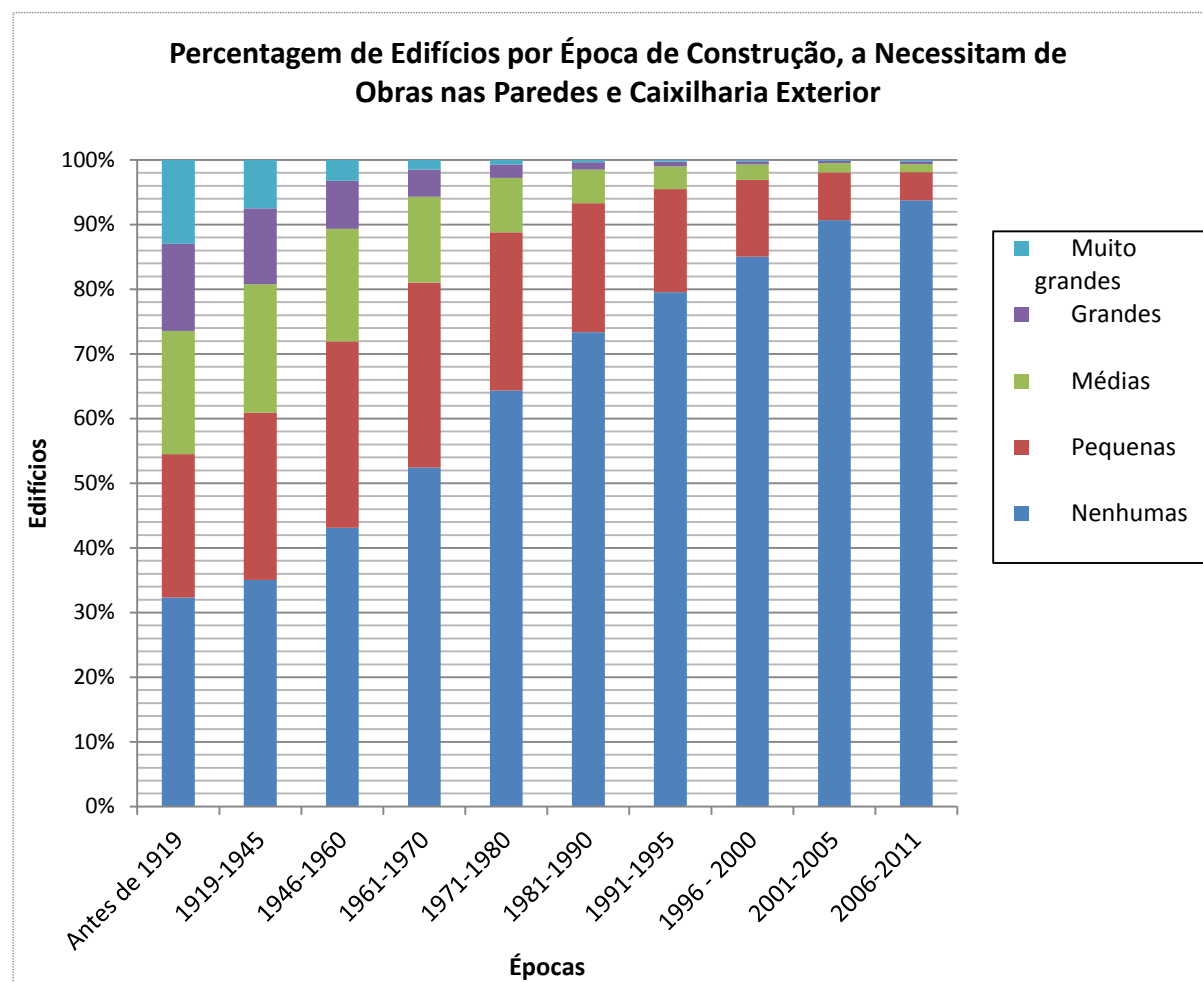
Zona Geográfica Necessidades de reparação	Época de construção										
	Total	Antes de 1919	1919-1945	1946-1960	1961-1970	1971-1980	1981-1990	1991-1995	1996 - 2000	2001-2005	2006-2011
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Portugal	3 544 389	206 343	305 696	387 340	408 831	588 858	578 845	268 179	290 292	300 635	209 370
Na cobertura	3 544 389	206 343	305 696	387 340	408 831	588 858	578 845	268 179	290 292	300 635	209 370
Nenhumas	2 374 798	70 878	113 942	177 894	225 564	392 709	439 443	220 690	254 538	279 268	199 872
Pequenas	677 270	45 958	80 143	108 942	112 490	135 910	104 903	37 278	28 408	16 744	6 494
Médias	299 608	37 982	57 880	63 360	49 990	45 001	26 823	7 800	5 532	3 370	1 870
Grandes	122 384	26 103	32 992	25 844	15 410	11 507	5 774	1 826	1 297	886	745
Muito grandes	70 329	25 422	20 739	11 300	5 377	3 731	1 902	585	517	367	389
Na estrutura	3 544 389	206 343	305 696	387 340	408 831	588 858	578 845	268 179	290 292	300 635	209 370
Nenhumas	2 456 540	75 289	120 243	188 381	238 679	412 572	455 956	226 173	258 359	280 783	200 105
Pequenas	636 585	45 354	78 357	105 710	106 170	124 911	94 252	33 405	25 988	15 964	6 474
Médias	270 364	36 013	55 046	58 074	44 899	38 302	22 335	6 583	4 543	2 809	1 760
Grandes	114 839	25 301	32 225	24 518	14 108	9 918	4 761	1 551	1 003	771	683
Muito grandes	66 061	24 386	19 825	10 657	4 975	3 155	1 541	467	399	308	348
Nas paredes e caixilharia exteriores	3 544 389	206 343	305 696	387 340	408 831	588 858	578 845	268 179	290 292	300 635	209 370
Nenhumas	2 288 295	66 731	107 104	167 074	214 411	379 087	424 608	213 362	246 958	272 672	196 288
Pequenas	721 313	45 695	79 146	111 523	116 903	144 035	115 503	42 736	34 416	22 199	9 157
Médias	324 843	39 394	60 701	67 489	54 334	49 365	30 281	9 487	6 912	4 302	2 578
Grandes	133 864	27 751	35 945	28 727	17 204	12 424	6 439	1 967	1 468	1 045	894
Muito grandes	76 074	26 772	22 800	12 527	5 979	3 947	2 014	627	538	417	453



Anexo A 18- Gráfico com percentagem de edifícios por época de construção, que necessitam de obras na cobertura.



Anexo A 19- Gráfico com percentagem de edifícios por época de construção, que necessitam de obras na estrutura.

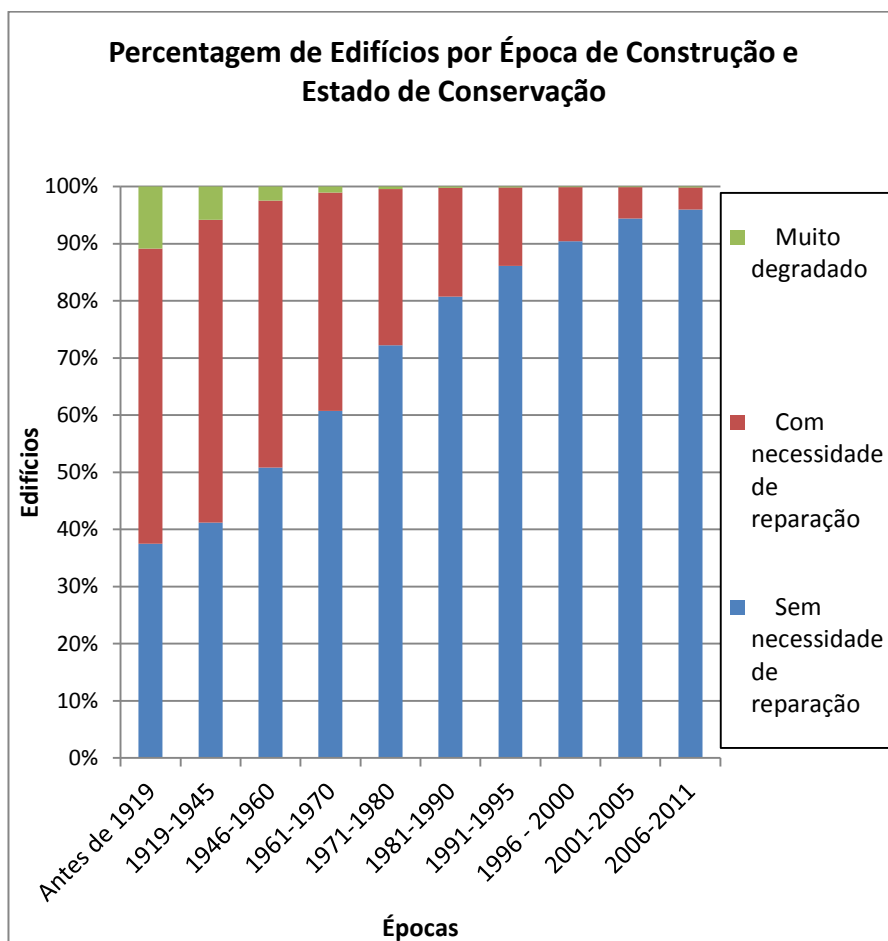


Anexo A 20- Gráfico com percentagem de edifícios por época de construção, que necessitam de obras nas paredes e caixilharia exterior, em Portugal.

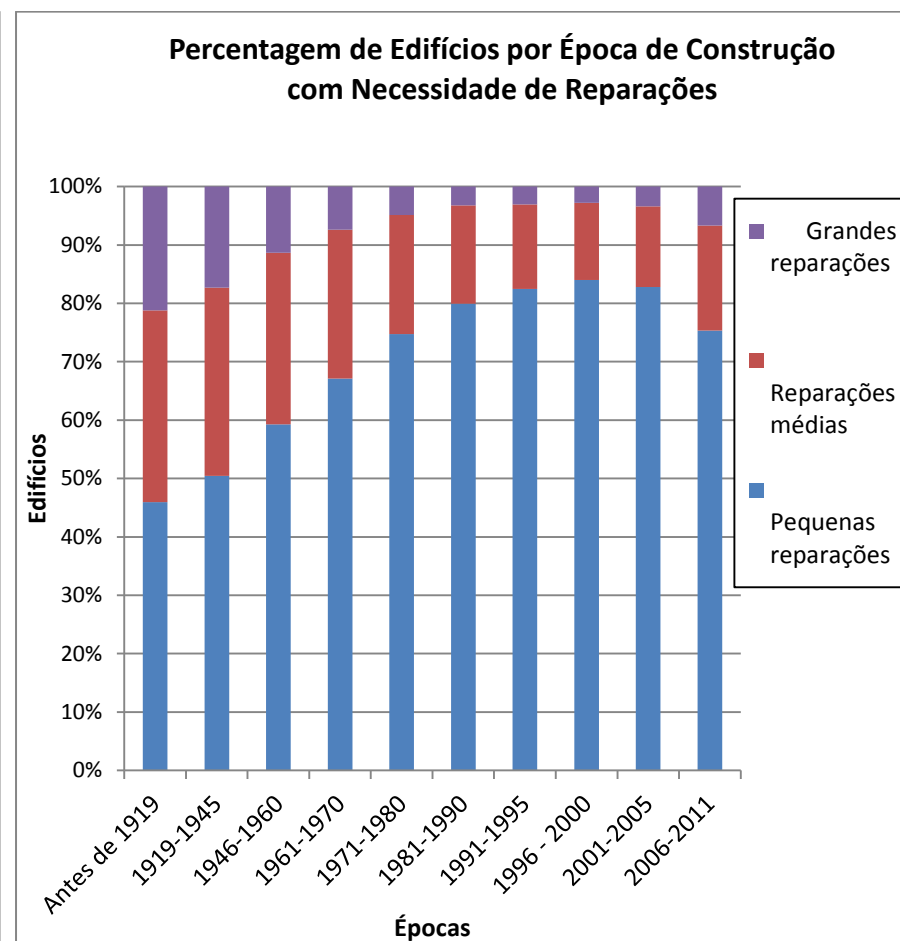
Edifícios, segundo a época de construção, por estado de conservação

Anexo A 21- Tabela com dados estatísticos sobre edifícios, segundo a época de construção por estado de conservação (Instituto Nacional de Estatística, I.P., 2012)

Zona Geográfica	Época de construção										
	Estado de conservação	Total	Antes de 1919	1919-1945	1946-1960	1961-1970	1971-1980	1981-1990	1991-1995	1996 - 2000	2001-2005
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Portugal	3 544 389	206 343	305 696	387 340	408 831	588 858	578 845	268 179	290 292	300 635	209 370
Sem necessidade de reparação	2 519 452	77 346	125 924	196 813	248 427	425 232	467 456	231 003	262 516	283 839	200 896
Com necessidade de reparação	965 782	106 616	162 017	181 111	156 093	160 883	110 091	36 791	27 459	16 540	8 181
Pequenas reparações	624 322	49 023	81 697	107 390	104 723	120 211	88 017	30 341	23 068	13 690	6 162
Reparações médias	244 303	34 993	52 281	53 134	39 840	32 811	18 540	5 314	3 628	2 289	1 473
Grandes reparações	97 157	22 600	28 039	20 587	11 530	7 861	3 534	1 136	763	561	546
Muito degradado	59 155	22 381	17 755	9 416	4 311	2 743	1 298	385	317	256	293



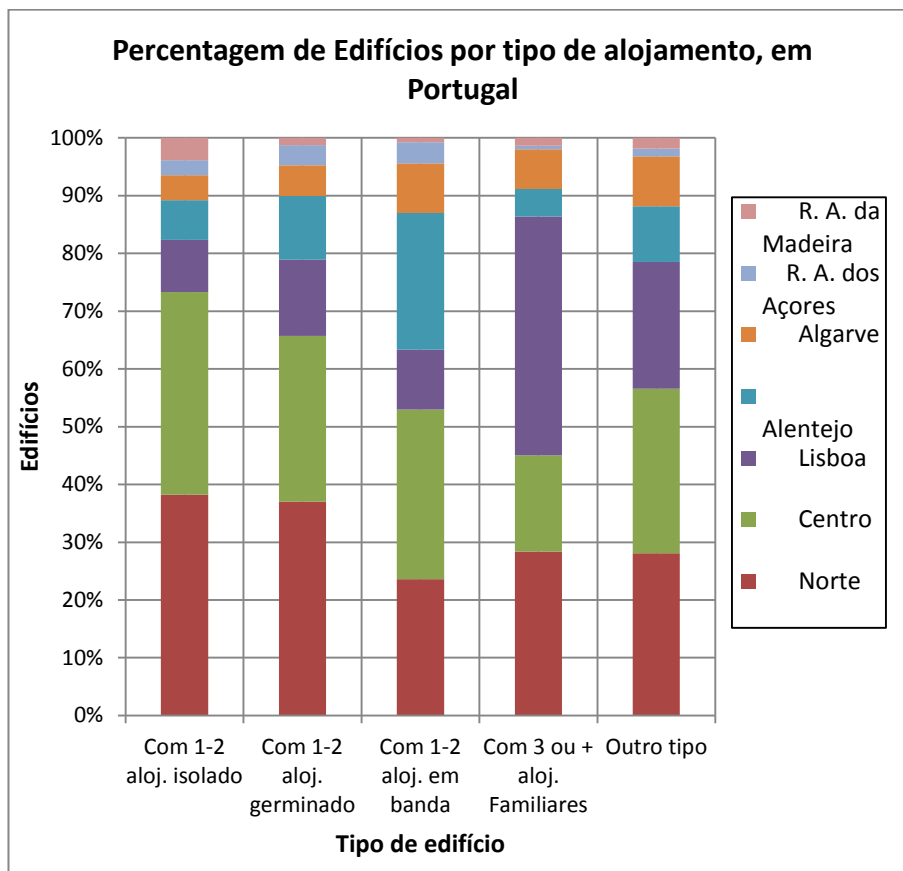
Anexo A 22- Gráfico com percentagem de edifícios por época de construção e estado de conservação.



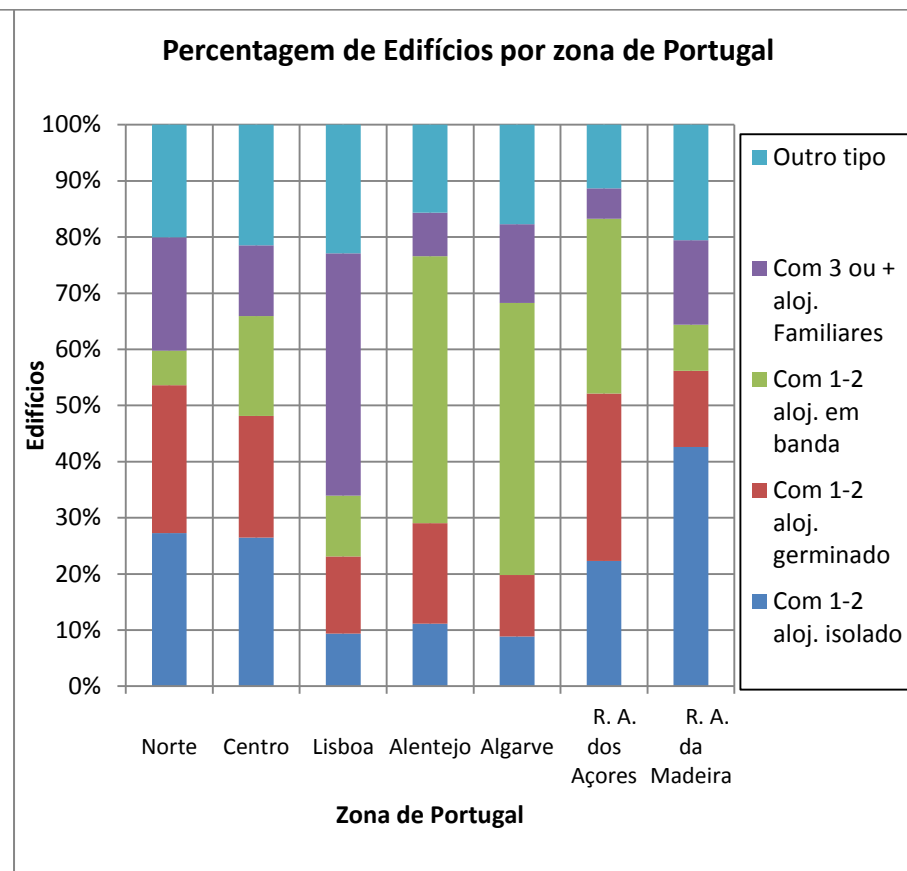
Anexo A 23- Gráfico com percentagem de edifícios por época de construção e necessidade de reparações.

Edifícios segundo o tipo, em Portugal**Anexo A 24-** Tabela com dados estatísticos sobre edifícios, segundo o tipo. Adaptado. (Instituto Nacional de Estatística, I.P., 2012)

Zona Geográfica	Edifícios clássicos						
	Recolha de RU	Total	Com 1 ou 2 alojamentos familiares			Com 3 ou mais alojamentos familiares	Outro tipo
			Isolado	Geminado	Em banda		
1	2	3	4	5	6	7	
Portugal	3 544 389	1 946 604	542 393	730 794	283 879	40 719	
Continente	3 353 610	1 820 486	516 785	698 698	278 222	39 419	
Norte	1 209 911	744 666	200 722	172 626	80 452	11 445	
Centro	1 111 952	682 640	155 803	214 555	47 372	11 582	
Lisboa	448 957	175 462	71 358	75 783	117 414	8 940	
Alentejo	383 866	133 821	59 928	172 624	13 554	3 939	
Algarve	198 924	83 897	28 974	63 110	19 430	3 513	
Região Autónoma dos Açores	98 818	50 922	18 907	26 657	1 792	540	
Região Autónoma da Madeira	91 961	75 196	6 701	5 439	3 865	760	



Anexo A 25- Gráfico com percentagem de edifícios por tipo de alojamento, em Portugal.



Anexo A 26- Gráfico com Percentagem de tipo de alojamento por zona de Portugal.



ANEXO B

Anexo B 1- Instruções de preenchimento dos campos do formulário.

ELEMENTOS GRÁFICOS	INSTRUÇÕES DE PREENCHIMENTO																																	
<hr/>	Texto em letras maiúsculas no espaço da linha.																																	
_ _ _ _ _ _ _	1) Textos: os caracteres alfanuméricos em letras maiúsculas devem ser escritos nos espaços e justificado à esquerda. 2) Números: os caracteres devem ser escritos nos espaços e justificado à direita.																																	
○	A presença destas células redondas nas listas e sobre as linhas de matrizes indicam a possibilidade de seleccionar uma única opção de entre as disponíveis. (Resposta única)																																	
□	A presença destas células quadradas nas listas e sobre as linhas de matrizes indicam a possibilidade de seleccionar mais opções de entre as disponíveis. (Resposta múltipla)																																	
<table border="1" data-bbox="277 925 448 1350"> <tr> <td>100</td> <td>10</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>①</td> <td>0</td> <td>0</td> </tr> <tr> <td>1</td> <td>1</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>2</td> <td>2</td> <td>2</td> </tr> <tr> <td>3</td> <td>③</td> <td>3</td> </tr> <tr> <td>4</td> <td>4</td> <td>4</td> </tr> <tr> <td>5</td> <td>5</td> <td>⑤</td> </tr> <tr> <td>6</td> <td>6</td> <td>6</td> </tr> <tr> <td>7</td> <td>7</td> <td>7</td> </tr> <tr> <td>8</td> <td>8</td> <td>8</td> </tr> <tr> <td>9</td> <td>9</td> <td>9</td> </tr> </table>	100	10	1	①	0	0	1	1	1	2	2	2	3	③	3	4	4	4	5	5	⑤	6	6	6	7	7	7	8	8	8	9	9	9	Esta matriz permite indicar um número inteiro. Esta matriz da esquerda para a direita pode indicar um número inteiro entre 0 e 999. Permite assim registar um número de 3 algarismos, deve ser marcado o dígito das centenas, o das dezenas e a uma das unidades, respectivamente na primeira (coluna 100), na segunda (coluna 10) e na terceira (1 coluna) coluna. No exemplo, está indicado o número 35, 0 na ordem das centenas, 3 na coluna das dezenas e 5 na coluna das unidades.
100	10	1																																
①	0	0																																
1	1	1																																
2	2	2																																
3	③	3																																
4	4	4																																
5	5	⑤																																
6	6	6																																
7	7	7																																
8	8	8																																
9	9	9																																

Anexo B 2- Exemplo de identificação da pesquisa ou inspeção.

Exemplo	015 0003 270997
Equipa	015: número inequívoco dado à equipa pelo centro operativo misto (COM).
Formulário	0003: número progressivo dentro do mesmo município, dado pela equipa ao formulário de pesquisa
Data	270997: Data da pesquisa (dia 27, mês 09 e ano 97)

Anexo B 3- Exemplo de identificação do edifício.

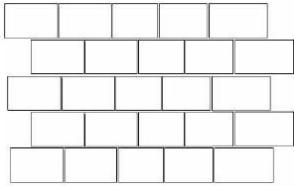
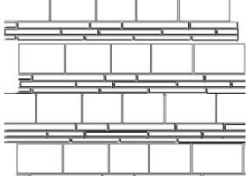
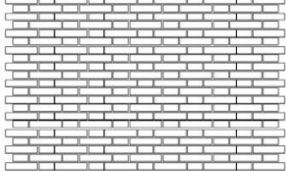
Exemplo	10 043 007 00005 023
NUTSIII INE*	10: Número de identificação dado pelo INE à NUTS III
Concelho INE	043: Número de identificação dado pelo INE ao Concelho
Freguesia INE	007: Número de identificação dado pelo INE à Freguesia
Nº Agregado	00005: Número de identificação do agregado previamente atribuído pelo município ou atribuído após o levantamento pela equipa e pelo município.
Nº Edifício	023: Número de identificação do edifício previamente atribuído pelo município ou atribuído após o levantamento pela equipa e pelo município.

Anexo B 4- Sugestão de códigos identificativos para serviços públicos.

Código	Designação	Código	Designação
S00	Estruturas educativas	S50	Atividades coletivas militares
S01	Creche	S51	Forças Armadas
S02	Escola de enfermagem	S52	Polícia de Segurança Pública
S03	Escola Primária	S53	Bombeiros
S04	Escola Secundária - Obrigatória	S54	Brigada Fiscal da GNR
S05	Colégio	S55	Corpo Nacional da Guarda Florestal
S06	Liceu	S60	Atividades coletivas religiosas
S07	Escola Profissional	S61	Serviços paroquiais
S08	Escola Técnica	S62	Edifícios religiosos
S09	Universidade (Faculdade de artes)	S70	Atividades dos sistemas de abastecimento
S10	Universidade (Faculdade Científica)	S71	Águas
S11	Academia e academia de música	S72	Sistemas de esgotos
S12	Escritórios da direção e reitoria	S73	Energia elétrica
S20	Hospital e estruturas sanitárias	S74	Gás
S21	Hospital	S75	Telefones
S22	Casa de repouso	S76	Sistemas de telecomunicações
S23	Ambulatório	S80	Estruturas de transportes e mobilidade
S24	Unidade de saúde	S81	Estações de comboios
S25	Semelhante ao SNS* - SS**	S82	Paragens de autocarros
S30	Atividades coletivas civis	S83	Aeroportos
S31	Estado (escritórios técnicos)	S84	Portos
S32	Estado (escritórios administrativos e financeiros)		
S33	Região		
S34	Província		
S35	Consórcio de comunidades em zonas montanhosas		
S36	Municipalidade		
S37	Câmara Municipal descentralizada		
S38	Câmara Municipal		
S39	CCT - Correios		
S40	Centro de congressos		
S41	Museu - Biblioteca		
S42	Prisões		

Anexo B 5- Tabela das alvenarias, baseado nos panos exteriores (1º nível de conhecimento)

Tipo	Tipo de elementos	Código do Tipo	Código de direção	Exemplos de configuração	
ALVENARIA IRREGULAR Código A	<i>Pedra arredondada ou seixos do rio arredondados de pequeno ou médio tamanho</i>	A1	SR (não)		
			CR (sim)		
	<i>Cascalho: lascas de vários tamanhos</i>	A2	SR (não)		
			CR (sim)		
ALVENARIA INTERMÉDIA Código B	<i>Pedra laminada</i>	B1	SR (não)		
			CR (sim)		
	<i>Elementos semi-regulares significativamente trabalhados</i>	B2	SR (não)		
			CR (sim)		

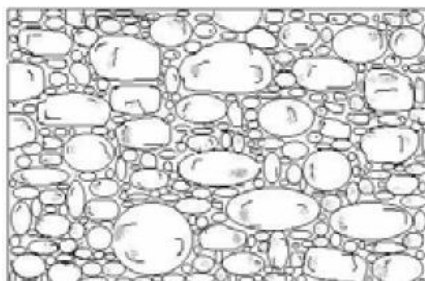
Tipo	Tipo de elementos	Código do Tipo	Código de direção	Exemplos de configuração
ALVENARIA REGULAR Código C	<i>Revestida por alvenaria de pedra (tufo, calcário, arenito, etc.)</i>	C1	SR (não)	
			CR (sim)	
	<i>Pedras artificiais (ladrilhos)</i>	C2		

Anexo B 6- Tabela de alvenaria irregular (Código A1) (IIº e IIIº Nível de conhecimento).

A1: PEDRA ARREDONDADA

Descrição: Constituída principalmente por superfícies lisas e elementos de forma arredondada, ou seixos de rio de tamanho pequeno ou médio. Podendo ter ambas as configurações, irregular e regulares.

Elementos sem direção (S.R)

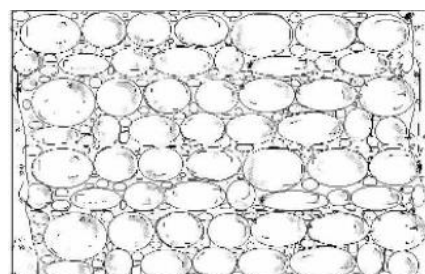


Atribuição

I			
Mc	Mb		
I	I		
Ps	Pc	Ps	Pc
I	I	I	I



Senise (PZ): Seixos com configuração irregular



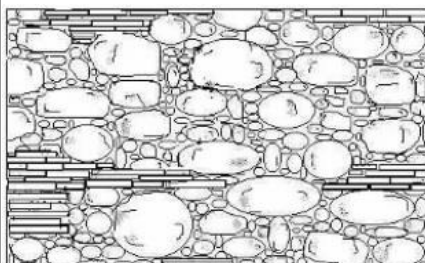
Atribuição

I			
Mc	Mb		
I	I		
Ps	Pc	Ps	Pc
I	I	I	I

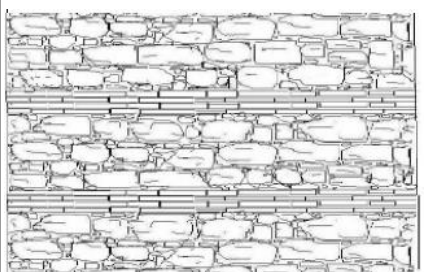


*Assisi: Vários tipos de seixos com configuração regular***

Elementos com direção (C.R)



Sassuolo (MO): seixos e tijolos



Atribuição

I			
Mc	Mb		
I	I		
Ps	Pc	Ps	Pc
I	I	I	II



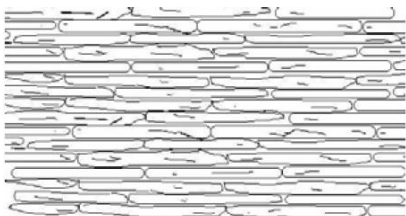

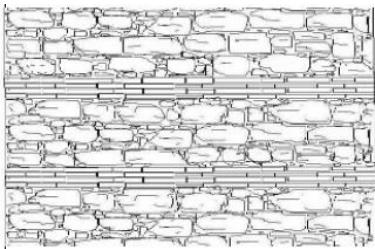

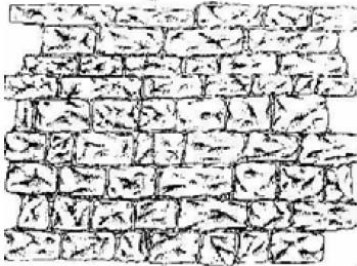

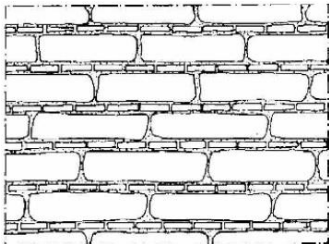
Cast. Dei Sauri (FG): Alvenaria de cascalho com fiadas de ladrilhos.

**imagem tirada de "M anuale per la riabilitazione e la ricostruzione postsismica degli edifici", Regione Umbria, ed DEI, Tipografia del Genio Civile, 1999

Anexo B 7- Tabela de alvenaria irregular (Código A2) (II° e III° Nível de conhecimento)

A2: Cascalho																							
Descrição: Constituída principalmente por cascalho, geralmente não emparelhado ou dificilmente emparelhado: elementos com formas irregulares de vários tamanhos como as pedras lascadas.																							
Elementos sem direção (S.R)																							
	<p>Atribuição</p> <table border="1"> <tr><td colspan="4">I</td></tr> <tr><td>Mc</td><td colspan="2">Mb</td><td></td></tr> <tr><td>I</td><td colspan="2">I</td><td></td></tr> <tr><td>Ps</td><td>Pc</td><td>Ps</td><td>Pc</td></tr> <tr><td>I</td><td>I</td><td>I</td><td>I/II</td></tr> </table>	I				Mc	Mb			I	I			Ps	Pc	Ps	Pc	I	I	I	I/II		<i>Benevento: Cascalhos com configuração bastante regular</i>
I																							
Mc	Mb																						
I	I																						
Ps	Pc	Ps	Pc																				
I	I	I	I/II																				
	<p>Atribuição</p> <table border="1"> <tr><td colspan="4">I</td></tr> <tr><td>Mc</td><td colspan="2">Mb</td><td></td></tr> <tr><td>I</td><td colspan="2">I</td><td></td></tr> <tr><td>Ps</td><td>Pc</td><td>Ps</td><td>Pc</td></tr> <tr><td>I</td><td>I</td><td>I</td><td>I/II</td></tr> </table>	I				Mc	Mb			I	I			Ps	Pc	Ps	Pc	I	I	I	I/II		<i>San Angelo Limosano (CB): Cascalho com configuração irregular</i>
I																							
Mc	Mb																						
I	I																						
Ps	Pc	Ps	Pc																				
I	I	I	I/II																				
Elementos com direção (C.R)																							
	<p>Atribuição</p> <table border="1"> <tr><td colspan="4">I-II</td></tr> <tr><td>Mc</td><td colspan="2">Mb</td><td></td></tr> <tr><td>I</td><td colspan="2">I/II</td><td></td></tr> <tr><td>Ps</td><td>Pc</td><td>Ps</td><td>Pc</td></tr> <tr><td>I</td><td>I/II</td><td>I</td><td>II</td></tr> </table>	I-II				Mc	Mb			I	I/II			Ps	Pc	Ps	Pc	I	I/II	I	II		<i>Alia (PA): Alvenaria irregular com ladrilhos achatados e calcários.</i>
I-II																							
Mc	Mb																						
I	I/II																						
Ps	Pc	Ps	Pc																				
I	I/II	I	II																				
	<p>Atribuição</p> <table border="1"> <tr><td colspan="4">I-II</td></tr> <tr><td>Mc</td><td colspan="2">Mb</td><td></td></tr> <tr><td>I</td><td colspan="2">I/II</td><td></td></tr> <tr><td>Ps</td><td>Pc</td><td>Ps</td><td>Pc</td></tr> <tr><td>I</td><td>I/II</td><td>I</td><td>II</td></tr> </table>	I-II				Mc	Mb			I	I/II			Ps	Pc	Ps	Pc	I	I/II	I	II		<i>Cast. Dei Sauri (FG): Alvenaria de cascalho com fiadas de ladrilhos.</i>
I-II																							
Mc	Mb																						
I	I/II																						
Ps	Pc	Ps	Pc																				
I	I/II	I	II																				

Anexo B 8- Tabelas da alvenaria intermédia (Código B) (IIº e IIIº Nível de conhecimento).

B1: Pedra laminada																						
Descrição: Geralmente constituída por elementos semi-emparelhados, de corte plano, obtidos a partir de pedras de baixa resistência, que tendem a fraturar ao longo do seu plano horizontal. A forma semi-regular dos elementos quase sempre exclui a configuração irregular.																						
Elementos sem direção (S.R)																						
	<p>Atribuição</p> <table border="1"> <tr><td colspan="4">I-II</td></tr> <tr><td>Mc</td><td colspan="2">Mb</td><td></td></tr> <tr><td>I</td><td colspan="3">II</td></tr> <tr><td>Ps</td><td>Pc</td><td>Ps</td><td>Pc</td></tr> <tr><td>I</td><td>III</td><td>I</td><td>II</td></tr> </table>	I-II				Mc	Mb			I	II			Ps	Pc	Ps	Pc	I	III	I	II	
I-II																						
Mc	Mb																					
I	II																					
Ps	Pc	Ps	Pc																			
I	III	I	II																			
<i>Nocera Umbra (PG)**</i>																						
Elementos com direção (C.R)																						
	<p>Atribuição</p> <table border="1"> <tr><td colspan="4">I-II</td></tr> <tr><td>Mc</td><td colspan="2">Mb</td><td></td></tr> <tr><td>I</td><td colspan="3">II</td></tr> <tr><td>Ps</td><td>Pc</td><td>Ps</td><td>Pc</td></tr> <tr><td>I</td><td>II</td><td>I</td><td>II</td></tr> </table>	I-II				Mc	Mb			I	II			Ps	Pc	Ps	Pc	I	II	I	II	
I-II																						
Mc	Mb																					
I	II																					
Ps	Pc	Ps	Pc																			
I	II	I	II																			
<i>Isola del Piano (PS)</i>																						
B2: Pedra semi-regular																						
Descrição: Geralmente constituída por elementos semi-emparelhados, de corte plano, obtidos a partir de pedras de baixa resistência, que tendem a fraturar ao longo do seu plano horizontal. A forma semi-regular dos elementos quase sempre exclui a configuração irregular.																						
Elementos sem direção (S.R)																						
	<p>Atribuição</p> <table border="1"> <tr><td colspan="4">I-II</td></tr> <tr><td>Mc</td><td colspan="2">Mb</td><td></td></tr> <tr><td>II</td><td colspan="3">II</td></tr> <tr><td>Ps</td><td>Pc</td><td>Ps</td><td>Pc</td></tr> <tr><td>I</td><td>II</td><td>I</td><td>II</td></tr> </table>	I-II				Mc	Mb			II	II			Ps	Pc	Ps	Pc	I	II	I	II	
I-II																						
Mc	Mb																					
II	II																					
Ps	Pc	Ps	Pc																			
I	II	I	II																			
<i>Cerchiara (CS): Pedra calcária semi-emparelhada</i>																						
Elementos com direção (C.R)																						
	<p>Atribuição</p> <table border="1"> <tr><td colspan="4">I-II</td></tr> <tr><td>Mc</td><td colspan="2">Mb</td><td></td></tr> <tr><td>II</td><td colspan="3">II</td></tr> <tr><td>Ps</td><td>Pc</td><td>Ps</td><td>Pc</td></tr> <tr><td>I</td><td>II</td><td>I</td><td>II</td></tr> </table>	I-II				Mc	Mb			II	II			Ps	Pc	Ps	Pc	I	II	I	II	
I-II																						
Mc	Mb																					
II	II																					
Ps	Pc	Ps	Pc																			
I	II	I	II																			

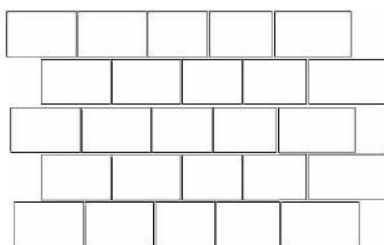
**imagem tirada de "Manuale per la riabilitazione e la ricostruzione postsismica degli edifici", Regione Umbria, ed DEI, Tipografia del Genio Civile, 1999

Anexo B 9- Tabelas de alvenaria regular (Código C) (IIº e IIIº Nível de conhecimento)

C1: Pedra retângular emparelhada

Descrição: Constituída por pedras retangulares emparelhadas com forma predefinida. A regularidade dos elementos excluem a configuração irregular.

Elementos sem direção (S.R)



Atribuição

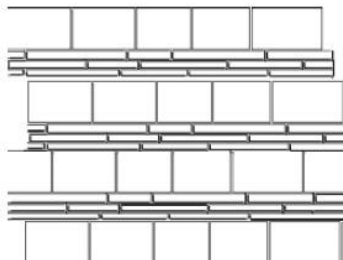
I-II			
Mc	Mb		
I/II	II		
Ps	Pc	Ps	Pc
I	II	I/II	II



Benevento: Tufo vulcânico

Favignana (TP)

Elementos com direção (C.R)



Atribuição

II			
Mc	Mb		
I/II	II		
Ps	Pc	Ps	Pc
I/II	II	II	II

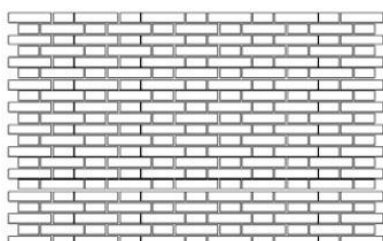


Nápoles: Tufo vulcânico e ladrilhos

C2: Ladrilhos

Descrição: Constituída por elementos de ladrilho devido à sua regularidade excluem-se da configuração irregular.

Elementos sem direção (S.R)



Atribuição

II			
Mc	Mb		
II	II		
Ps	Pc	Ps	Pc
I/II	II	II	II



Nocera Umbra (PG)

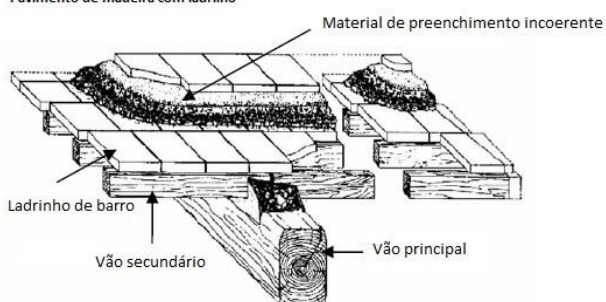
Anexo B 10- Tabela da tipologia de pisos planos, com código 4.

4: VIGAS COM LAJE FLEXÍVEL

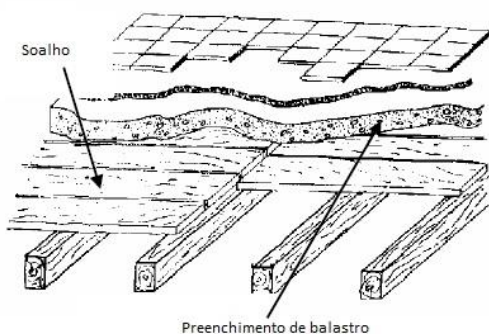
Descrição:

Pisos de madeira com uma única direção ou dupla de vão (vigas e vigotas), com soalho de madeira simples ou ladrilhos, eventualmente, completados com material inconsistente. Pavimentos constituídos por vigas de ferro (perfis) que suportam abóbadas feitas de tijolos, pedras ou betão. Em ambos os casos se um elemento de reforço for introduzido, com duas fiadas de tábuas de madeira perpendiculares no pavimento ou através da introdução de uma laje reforçada, bem ligada às vigas, estes pavimentos poderão ser considerados rígidos ou semi-rígidos, dependendo do nível de conexão entre os elementos.

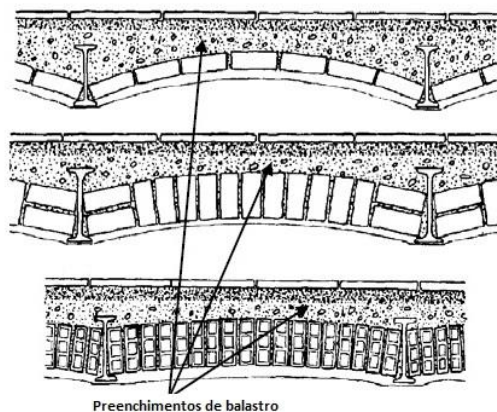
Pavimento de madeira com ladrilho



Pavimento de madeira com soalho de madeira numa só direção



Pisos com vigas metálicas e arcos de pequena curvatura

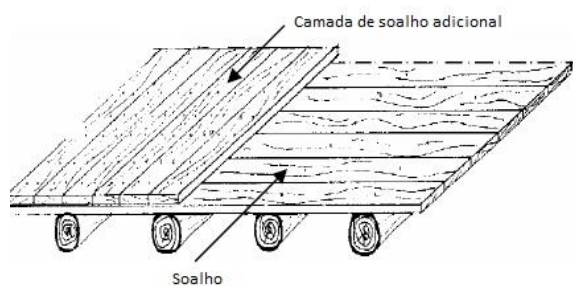


Anexo B 11- Tabela com tipologia de piso plano, com código 5.

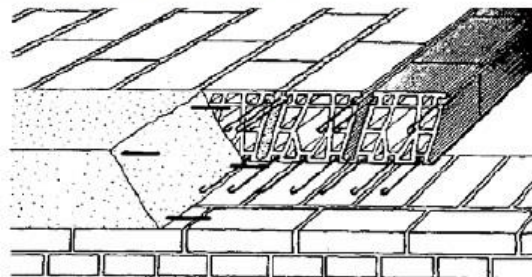
5: VIGAS COM LAJE SEMI-FLEXÍVEL**Descrição:**

Pisos de madeira com duas camadas perpendiculares de soalho, eventualmente complementados com uma laje de betão armado. Pisos com vigas de piso constituídas por blocos de barro furados pré-fabricados e reforçados com vigas de betão armado.

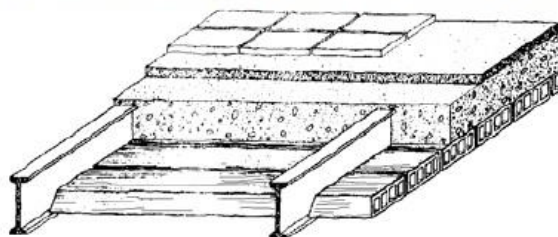
Piso de madeira com duas camadas de soalho



Pavimento com vigas de piso de blocos de barro furado pré-fabricado e reforçado, com vigas de betão armado.



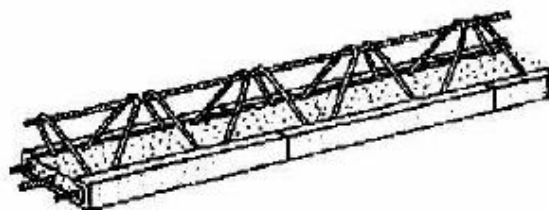
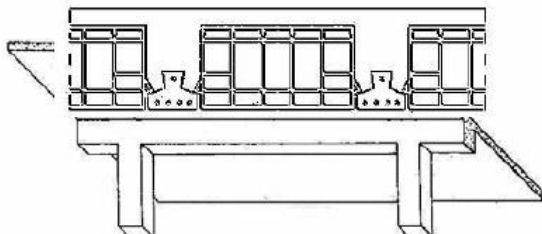
Pavimento feito de vigas metálicas que suportam blocos ocos de barro



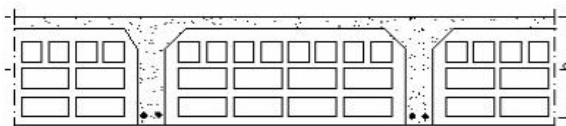
Anexo B 12- Tabela com tipologia de pisos plano, código 6.**6: VIGAS COM LAJE RÍGIDA****Descrição:**

Pisos de betão armado com laje maciça. Pisos constituídos por vigas de betão armado com blocos ocos de barro moldado no local ou pré-fabricados.

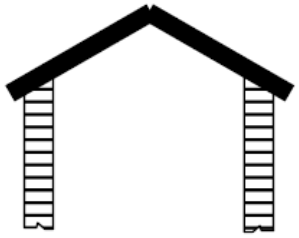
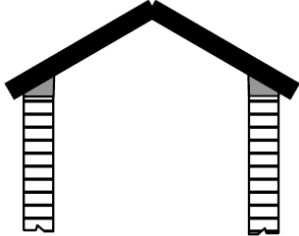
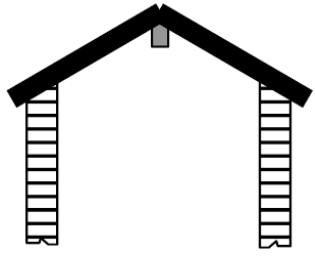
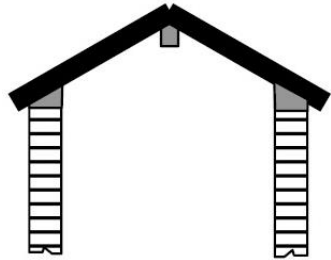
Piso de betão armado com laje maciça com vigas de betão armado

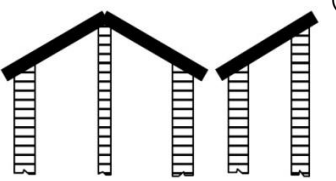
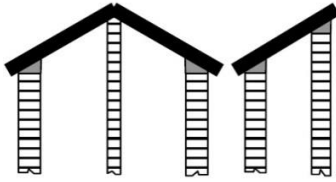
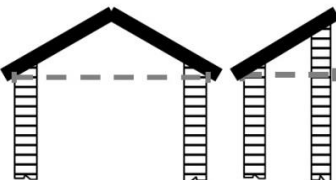
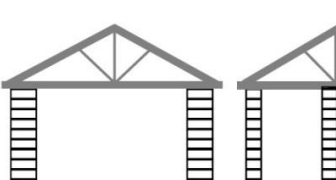
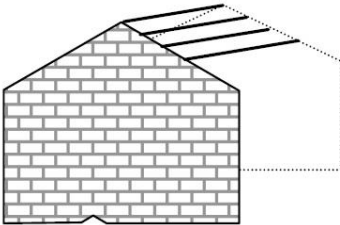



Pisos de blocos de barro furados com vigotas de betão armado feitas no local e cobertura



Anexo B 13- Tabela com configurações de coberturas: Avaliação do impulso.

Cobertura	Configuração Estática	Observações
<p data-bbox="240 322 293 367">→</p> <p data-bbox="220 566 325 595">Impulsiva</p>	 <p data-bbox="699 315 906 349">① ② ③ ④ ⑤</p> <p data-bbox="708 367 1070 501">Falta de vigas de ligação Falta de paredes internas Falta de tirantes Falta de vigas rígidas de cumeeira Falta de treliças</p>	
	 <p data-bbox="703 589 911 622">① ② ③ ④ ⑤</p> <p data-bbox="713 658 1075 792">Presença de vigas de ligação Falta de paredes internas Falta de tirantes Falta de vigas rígidas de cumeeira Falta de treliças</p>	
<p data-bbox="240 994 293 1039">→</p> <p data-bbox="193 1084 352 1272">Cobertura com impulsos que dependem das restrições</p>	 <p data-bbox="708 898 916 931">① ② ③ ④ ⑤</p> <p data-bbox="702 954 1114 1088">Falta de vigas de ligação Falta de paredes internas Falta de tirantes Presença de vigas rígidas de cumeeira Falta de treliças</p>	<p data-bbox="1128 902 1422 1482">O facto destes esquemas serem impulsivos ou não impulsivos depende da rigidez da viga de cumeeira. As vigas esbeltas não permitem reduzir de forma eficiente o impulso, assim sugere-se considerar este esquema como impulsivo. No entanto, se as vigas estiverem bem ligadas entre si e/ou se estiverem bem ligadas à viga rígida de cumeeira e à viga de ligação, a cobertura pode ser considerado como não impulsiva.</p>
	 <p data-bbox="703 1202 911 1236">① ② ③ ④ ⑤</p> <p data-bbox="713 1285 1118 1420">Presença de vigas de ligação Falta de paredes internas Falta de tirantes Presença de vigas rígidas de cumeeira Falta de treliças</p>	

Cobertura	Configuração Estática	Observações
<p data-bbox="240 255 293 300">➔</p> <p data-bbox="193 465 352 562">Coberturas geralmente sem impulsos</p>	 <p data-bbox="699 241 911 277">① ② ③ ④ ⑤</p> <p data-bbox="707 300 1070 434"> Falta de vigas de ligação Presença de paredes internas Falta de tirantes Falta de vigas rígidas de cumeeira Falta de treliças </p>	<p data-bbox="1126 383 1417 645">As condições limite devem ser verificadas (presença de ligações eficazes entre os elementos), a fim de ter a certeza de que as vigas estão a transmitir apenas cargas verticais às paredes de suporte.</p>
	 <p data-bbox="699 524 911 560">① ② ③ ④ ⑤</p> <p data-bbox="707 591 1070 725"> Presença de vigas de ligação Presença de paredes internas Falta de tirantes Falta de vigas rígidas de cumeeira Falta de treliças </p>	
<p data-bbox="193 837 352 904">Cobertura sem impulsos</p> <p data-bbox="252 1093 304 1137">➔</p>	 <p data-bbox="699 815 911 851">① ② ③ ④ ⑤</p> <p data-bbox="707 882 1070 1016"> Falta de vigas de ligação Falta de paredes internas Presença de tirantes Falta de vigas rígidas de cumeeira Falta de treliças </p>	
	 <p data-bbox="699 1128 911 1164">① ② ③ ④ ⑤</p> <p data-bbox="707 1196 1070 1330"> Falta de vigas de ligação Falta de paredes internas Falta de tirantes Falta de vigas rígidas de cumeeira Presença de treliças </p>	
		<p data-bbox="1126 1442 1417 1666">Vãos longitudinais segundo a direção principal assentes em duas paredes externas ou em duas treliças não impulsivas de acordo com a inclinação da cobertura.</p>
		<p data-bbox="1126 1778 1417 1845">Cobertura plana (presença de vigas horizontais)</p>

SECÇÃO 3 Tipologia do Edifício (resposta múltipla; Para edifícios de alvenaria máx. 2 combinações de estruturas verticais e horizontais)

Estruturas verticais / Estruturas Horizontais		Desconhecido	Estruturas de Alvenaria					Pilares isolados	Mistas	Robustas	Outras Estruturas				
			Configuração irregular ou de má qualidade (pedra de enrocamento, seixos, ...)			Configuração regular e de boa qualidade (blocos, tijolos, pedras quadradas, ...)					F	G	H	Composição em b.a.	<input type="checkbox"/>
			Sem tirantes ou vigas de ligação	Com tirantes ou vigas de ligação	Com tirantes ou vigas de ligação	Sem tirantes ou vigas de ligação	Com tirantes ou vigas de ligação							Paredes resistentes em b.a.	<input type="checkbox"/>
														REGULARIDADE	Irregular A
1	Não Identificado	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Sim	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	1	No plano e altura	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>		
2	Abóbadas sem tirantes	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		G1	H1	2	Distribuição do preenchimento	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>		
3	Abóbadas com tirantes	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		G2	H2	Telhado 1 <input type="radio"/> Impulsiva e pesada 2 <input type="radio"/> Não impulsiva e pesada 3 <input type="radio"/> Impulsiva e leve 4 <input type="radio"/> Não impulsiva e leve					
4	Vigas com laje flexível (vigas de madeira com uma única camada de tábuas de madeira, vigas e abóbadas de arco superficial, ...)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	Não	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>						
5	Vigas com laje semi-rígida (vigas de madeira com dobro de camada de tábuas de madeira, vigas e blocos ocios, ...)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>		G3	H3						
6	Vigas com laje rígida (Pisos de betão armado, vigas bem ligadas às lajes, ...)	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>									

SECÇÃO 4 Danos em elementos estruturais e medidas de intervenção de curta duração

Nível de Extensão / Elementos estruturais Danos pré-existent		DANOS ⁽¹⁾									EXISTÊNCIA DE MEDIDAS DE INTERVENÇÃO DE CURTA DURAÇÃO						
		D4-D5 Severos			D2-D3 Médios-Graves			D1 Leves			Nenhum	Nenhum	Remover	Ligações	Reparar	Escorar	Barreiras ou proteções de passagens
		>2/3	1/3-2/3	<1/3	>2/3	1/3-2/3	<1/3	>2/3	1/3-2/3	<1/3							
		A	B	C	D	E	F	G	H	I							
1	Estruturas Verticais	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	Pisos	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	Escadas	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4	Cobertura	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5	Enchimentos-divisórias	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6	Danos pré-existent	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

⁽¹⁾ - A extensão de danos deve ser apenas preenchida se corresponder ao nível de dano presente no edifício.

SECÇÃO 5 Danos em elementos não estruturais e medidas de intervenção existentes de curto prazo

Danos		PRESENTE	EXISTÊNCIA DE MEDIDAS DE INTERVENÇÃO DE CURTA DURAÇÃO					
			Nenhum	Remover	Escorar	Reparar	Não entrar	Barreiras ou Proteção de passagem
		A	B	C	D	E	F	G
1	Queda de reboco, coberturas, tetos falsos	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	Queda de telhas, chaminés...	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
3	Queda de beirais, parapeitos...	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
4	Queda de objetos internos e externos	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5	Danos nos sistemas hidráulicos e esgoto	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
6	Danos nos sistemas elétricos e gás	<input type="radio"/>	<input type="radio"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

SECÇÃO 6 Riscos externos induzidos por outras construções e medidas de intervenção existentes

Potenciais causas		Risco em			Medidas de intervenção existentes	
		Edifício	estrada de entrada	Estrada lateral	Não entrar	Barreiras e proteção de passagem
		A	B	C	D	E
1	Queda de objetos dos edifícios adjacentes	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
2	Falha dos sistemas de distribuição	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

SECÇÃO 7 Solo e fundações

MORFOLOGIA DO SÍTIO	DANO (presente ou possível): <input type="checkbox"/> Inclinações <input type="checkbox"/> Solo de fundação
1 <input type="radio"/> Cume 2 <input type="radio"/> Inclinação íngreme 3 <input type="radio"/> Inclinação leve 4 <input type="radio"/> Plano	A <input type="radio"/> Ausente B <input type="radio"/> Produzido pelo sismo C <input type="radio"/> Piorou D <input type="radio"/> Pré-existente

