Prólogo

A fachada em alvenaria é um dos elementos mais comuns da construção e, apesar disso, continua muitas vezes a ser definida sobretudo pelo simples «desenho», pela tradição construtiva ou pela experiência em obra, desfasada das exigências actuais. A verificação da sua segurança raramente é feita com o rigor que se aplica aos restantes elementos estruturais do edifício. Este livro nasce de um vazio evidente em Portugal — a praticamente total ausência de projecto estrutural de fachadas.

Uma fachada em alvenaria não é apenas o preenchimento do espaço delimitado pela estrutura, nem um suporte passivo para revestimentos, vãos, equipamentos e elementos de fixação. É parte de um sistema sujeito a acções, deformações impostas, movimentos diferenciais e condições de apoio que devem ser compreendidos e verificados. Entre a estrutura principal, a arquitectura, a alvenaria, o revestimento e os respectivos sistemas de ligação existem fronteiras (interfaces) sem que um projecto próprio, ao nível do dos restantes elementos, lhes atribua responsabilidades precisas. É precisamente nessas fronteiras que muitos dos problemas se revelam, e a sua origem não está necessariamente em materiais inadequados ou numa execução deficiente: está, com frequência, numa concepção em que ninguém assumiu, de forma explícita, a responsabilidade pelo comportamento global da fachada.

A origem deste trabalho encontra-se também na continuidade de estudos anteriores do primeiro autor sobre a engenharia dos revestimentos em pedra natural e das fachadas envidraçadas. O dimensionamento de revestimentos, fixações e ancoragens tornou progressivamente mais evidente uma questão elementar: nenhuma ligação pode ser considerada segura sem que seja igualmente conhecida a capacidade do suporte que a recebe. A verificação do elemento fixado não termina na ancoragem; prolonga-se necessariamente pela alvenaria, pelos seus apoios e pelas condições através das quais as acções chegam à estrutura do edifício.

Dessa constatação, repetida em projectos, aulas e discussões técnicas, surgiu a necessidade de reunir num único volume um procedimento coerente para a verificação da segurança das fachadas em alvenaria. Não se procurou escrever um tratado geral sobre alvenaria, nem compilar indiscriminadamente toda a teoria disponível. Procurou-se antes organizar um «percurso» de cálculo que permita ao leitor reconhecer as questões relevantes, seleccionar modelos adequados e compreender as hipóteses e limitações associadas a cada verificação. Os Eurocódigos constituem o enquadramento adoptado; sempre que não fornecem uma resposta directa ou suficientemente explícita, recorreu-se ao confronto com outros enquadramentos normativos e técnicos, não para sobrepor critérios de origens distintas, mas para esclarecer pressupostos e fundamentar as opções propostas.

Os exemplos de cálculo que acompanham os capítulos não foram concebidos como simples demonstrações da aplicação de fórmulas. Procuram tornar visível a sequência das decisões: a definição do modelo, a identificação das acções, a escolha dos parâmetros, a verificação dos estados limites e, sobretudo, a leitura crítica dos resultados. Mais do que indicar uma expressão

a utilizar, pretende-se mostrar os parâmetros da sua aplicabilidade, o que representam e quais as precauções que a sua utilização exige.

A engenharia de fachadas começa a afirmar-se em Portugal como um domínio próprio, situado necessariamente entre várias disciplinas. Essa afirmação exige linguagem comum, critérios de verificação e uma definição mais clara das responsabilidades de cada interveniente. Este livro procura contribuir para esse processo, não apresentando soluções universais, mas oferecendo instrumentos que permitam formular melhor os problemas e fundamentar as decisões.

Muitas das ideias aqui reunidas foram amadurecidas em aulas, em obra, na prática de projecto e no diálogo com colegas, alunos, projectistas, fabricantes e construtores. A todos os que, através das suas perguntas, observações e discordâncias, contribuíram para este trabalho, os autores deixam o seu agradecimento, extensivo a quantos queiram contribuir, com críticas e sugestões, para o aperfeiçoamento de futuras edições.

Porto, Janeiro de 2027
Os Autores

Índice

Acrónimos **xxi**

1 Introdução **1**

1.1 Enquadramento Geral . . . 2
1.2 Âmbito . . . 3
1.3 Estrutura do Documento . . . 4
1.4 Verificação da Segurança . . . 5
1.4.1 Bases para o Projecto . . . 5
1.4.2 Verificação da Segurança por Estados Limites . . . 6
1.4.3 Variáveis Básicas . . . 6
1.4.4 Valores Característicos . . . 6
1.4.5 Método dos Coeficientes Parciais . . . 7
1.4.6 Valores de Cálculo . . . 7
1.4.7 Condição Geral de Verificação . . . 8
1.4.8 Coeficientes Parciais de Segurança Relativos aos Materiais . . . 9
1.4.9 Dimensionamento com Apoio Experimental . . . 9

I Sistemas Construtivos e Acções em Fachadas **11**

2 Alvenarias **13**

2.1 Introdução . . . 13
2.2 Tipos de Alvenaria . . . 15
2.2.1 Sistemas Murários e Tipos Tradicionais de Alvenaria . . . 15
2.2.2 Classificação Estrutural da Alvenaria . . . 16
2.2.3 Orientação das Unidades . . . 23

2.2.4 Tipos Correntes de Aparelho . . . 24
2.2.5 Distribuição de Esforços e Função Estrutural do Aparelho . . . 27
2.2.6 Aparelho e Resistência ao Corte . . . 28
2.2.7 Aderência entre as Unidades de Alvenaria e a Argamassa . . . 28

3 Tipos de Paredes 31
3.1 Introdução . . . 32
3.2 Sistemas de Paredes . . . 32
3.2.1 Classificação Adoptada . . . 32
3.2.2 Paredes Resistentes e Não Resistentes . . . 32
3.2.3 Paredes Simples . . . 34
3.2.4 Paredes Duplas . . . 34
3.2.5 Paredes Compostas . . . 35
3.2.6 Paredes com Caixa-de-Ar Preenchida . . . 36
3.2.7 Paredes-Diafragma . . . 37
3.2.8 Paredes de Revestimento . . . 39
3.2.9 Síntese Comparativa . . . 39
3.3 Apontamentos Construtivos em Fachadas Ventiladas . . . 43
3.3.1 Arranque na Base . . . 45
3.3.2 Apoio de Piso e Junta Horizontal de Movimento . . . 45
3.3.3 Contorno dos Vãos . . . 45
3.3.4 Remate Superior . . . 47

4 Propriedades Mecânicas e Parâmetros de Dimensionamento 51
4.1 Introdução . . . 52
4.2 Unidades de Alvenaria . . . 52
4.2.1 Classificação das Unidades . . . 52
4.3 Argamassas . . . 54
4.3.1 Classificação . . . 54
4.3.2 Propriedades Mecânicas . . . 54
4.3.3 Durabilidade e Comportamento a Longo Prazo . . . 55
4.4 Características Mecânicas da Alvenaria . . . 55
4.4.1 Resistência à Compressão das Unidades e da Argamassa . . . 56
4.4.2 Resistência à Compressão da Alvenaria Não Armada . . . 57
4.4.3 Abordagem de Alguns Regulamentos Internacionais . . . 64

4.4.4 Valores Característicos da Resistência à Flexão . . . 69
4.4.5 Valor Característico da Resistência ao Corte . . . 72
4.4.6 Módulo de Elasticidade e Efeitos Diferidos . . . 75
4.5 Controlo de Qualidade e Execução . . . 78
4.6 Valores de Cálculo . . . 79
4.6.1 Categorias das Unidades e Controlo de Execução . . . 80
4.6.2 Valores Recomendados do Coeficiente Parcial de Segurança γ_M . . . 80
4.7 Articulação com o Dimensionamento . . . 81

5 Juntas e Ligadores **83**
5.1 Introdução . . . 84
5.2 Juntas de Movimento . . . 85
5.2.1 Juntas Horizontais – Movimentos Verticais . . . 85
5.2.2 Juntas Verticais – Movimentos Horizontais . . . 90
5.2.3 Drenagem e Estanquidade nos Vãos e nas Juntas de Movimento . . . 94
5.3 Ligadores . . . 95
5.3.1 Ligadores de Face . . . 96
5.3.2 Dimensionamento dos Ligadores de Face . . . 97
5.4 Ligadores de Topo . . . 104
5.4.1 Reacções nos Bordos Apoiados . . . 105
5.4.2 Resistência ao Corte da Junta de Assentamento . . . 108
5.4.3 Número de Ligadores . . . 109
5.5 Ligações ao Corte no Plano . . . 109
5.5.1 Duas Concepções Distintas . . . 110
5.5.2 Percurso das Acções e Mecanismos de Transmissão . . . 111
5.5.3 Transmissão por Atrito . . . 111
5.5.4 Transmissão por Ferrolho . . . 112
5.5.5 Transmissão por Armadura de Arranque em Furos Preenchidos . . . 114
5.5.6 Ancoragem ao Suporte de Betão . . . 115
5.5.7 Dimensionamento por Capacidade Real . . . 118
5.5.8 Compatibilidade de Deslocamentos . . . 119
5.6 Amarração de Ligadores . . . 119
5.6.1 Comprimentos de Amarração . . . 120
5.7 Protecção das Armaduras de Ligação . . . 123
5.7.1 Protecção do Aço por Classe de Exposição . . . 123

5.7.2 Recobrimento das Armaduras . . . 126
5.8 Exemplo de Cálculo . . . 126

6 Acção do Vento 135
6.1 Introdução . . . 135
6.2 Natureza da Acção . . . 136
6.3 Valores Característicos . . . 138
6.4 Modelação da Acção do Vento . . . 139
6.5 Bases de Cálculo . . . 139
6.6 Pressão Dinâmica de Pico . . . 141
6.6.1 Valor de Referência da Velocidade do Vento . . . 141
6.6.2 Coeficiente de Rugosidade do Terreno . . . 143
6.6.3 Coeficiente de Orografia . . . 144
6.6.4 Intensidade de Turbulência . . . 149
6.6.5 Velocidade e Pressão Dinâmica de Pico . . . 150
6.7 Coeficientes de Exposição . . . 151
6.8 Pressão e Forças Exercidas pelo Vento . . . 151
6.8.1 Pressão Exercida em Superfícies . . . 152
6.8.2 Alturas de Referência . . . 153
6.8.3 Forças Exercidas pelo Vento . . . 155
6.8.4 Coeficientes de Pressão para Edifícios . . . 156
6.8.5 Coeficientes de Pressão Interior . . . 162
6.8.6 Fachadas de Dupla Parede . . . 163
6.8.7 Coeficientes de Força . . . 166
6.9 Coeficiente Estrutural . . . 166
6.9.1 Cálculo Simplificado do Coeficiente Estrutural . . . 167
6.10 Vórtices e Instabilidade Aeroelástica . . . 167
6.10.1 Mitigação dos Efeitos Aerodinâmicos . . . 171
6.11 Exemplo de Aplicação . . . 172
6.11.1 Velocidade Média do Vento . . . 173
6.11.2 Velocidade de Pico . . . 175
6.11.3 Pressão Dinâmica de Pico . . . 175
6.11.4 Pressão nos Elementos da Fachada . . . 176
6.11.5 Determinação da Pressão em Cada Pano nas Empenas de Alvenaria Dupla 180
6.11.6 Valores Característicos para Dimensionamento . . . 181

7 Acção Sísmica **183**
7.1 Introdução . . . 184
7.2 Caracterização da Acção Sísmica . . . 186
7.2.1 Exigências de Desempenho . . . 186
7.2.2 Acção Sísmica Fora do Plano em Paredes Duplas de Alvenaria . . . 188
7.2.3 Combinações de Acções para Situações Sísmicas . . . 190
7.2.4 Diferenciação de Fiabilidade . . . 191
7.2.5 Aceleração no Terreno e Resposta dos Edifícios . . . 192
7.2.6 Coeficientes de Comportamento de Edifícios na Componente Horizontal 201
7.3 Período Fundamental de Vibração de Painéis de Alvenaria em Fachadas . . . 203
7.4 Período Fundamental de Vibração de Edifícios . . . 209
7.5 Formulação do Eurocódigo 8 . . . 211
7.6 Formulação do Eurocódigo 8 – Segunda Geração . . . 214
7.7 Formulação do *Building Seismic Safety Council* (E.U.A.) . . . 215
7.7.1 Formulação Anterior das Recomendações NEHRP . . . 216
7.7.2 Factor de Amplificação do Componente . . . 217
7.7.3 Factor de Atenuação para Elementos Flexíveis . . . 219
7.8 Formulação de Singh et al. . . . 219
7.8.1 Coeficiente Sísmico para Elementos Rígidos . . . 221
7.8.2 Coeficiente Sísmico para Elementos Flexíveis . . . 224
7.9 Exemplo de Aplicação . . . 230
7.9.1 Panos de Alvenaria Considerados . . . 231
7.9.2 Forças pelas Formulações Simplificadas . . . 232
7.9.3 Análise Dinâmica Linear . . . 233
7.9.4 Discussão de Resultados . . . 240
7.9.5 Resposta de Membrana no Plano . . . 241

II Comportamento Estrutural e Dimensionamento **245**

8 Resistência à Flexão e Efeito de Arco **247**
8.1 Introdução . . . 248
8.2 Necessidade de Fórmulas de Dimensionamento . . . 248
8.3 Modelos de Análise Adoptados . . . 249
8.4 Modelo de Cálculo e Estudo do Comportamento Fora do Plano . . . 249

8.4.1 Comportamento Ortotrópico dos Panos de Alvenaria 250
8.5 Acções Fora do Plano 256
8.6 Mecanismos de Rotura Convencionados e Limites Dimensionais dos Panos de Alvenaria 257
8.6.1 Limites das Dimensões dos Panos 258
8.7 Aderência entre as Unidades de Alvenaria e a Argamassa 263
8.8 Método das Linhas de Rotura 264
8.8.1 Dois Bordos Verticais com Apoio Contínuo e Dois Simplesmente Apoiados (Caso G) 266
8.8.2 Painéis com Quatro Bordos Simplesmente Apoiados (Caso E) 271
8.8.3 Três Bordos Simplesmente Apoiados e um Livre (Caso A) 273
8.8.4 Dois Bordos Verticais com Apoio Contínuo, Bordo Inferior Simplesmente Apoiado e Bordo Superior Livre (Caso C) 276
8.9 Momento Flector Resistente 279
8.9.1 Unidades de Alvenaria Maciças 280
8.9.2 Unidades de Alvenaria Vazadas 280
8.10 Abordagem Não Linear 282
8.10.1 Enquadramento e Critério de Verificação 283
8.10.2 Resistência Lateral de Cálculo 283
8.10.3 Sequência de Cálculo 286
8.11 Resistência por Efeito de Arco 286
8.11.1 Geometria do Arco 287
8.11.2 Impulso do Arco 287
8.11.3 Resistência Lateral de Cálculo 287
8.11.4 Determinação da Resistência à Compressão da Alvenaria 288
8.11.5 Unidades de Alvenaria sem o Factor de Majoração 288
8.11.6 Condições de Aplicabilidade 289
8.11.7 Abordagem do Regulamento Americano TMS 402 289
8.12 Paredes Duplas 291
8.13 Exemplos de Cálculo 294
8.13.1 Resolução de Acordo com a EN 1996-1-1:2022 295
8.13.2 Resolução pelo Método Simplificado de Análise Não Linear 298
8.13.3 Comparação com o Regulamento Australiano AS 3700 300
8.13.4 Comparação com o Regulamento Canadiano CSA S304 304
8.13.5 Resistência por Efeito de Arco segundo a EN 1996-1-1:2022 305

8.13.6 Resistência por Efeito de Arco segundo o TMS 402 307

9 Resistência ao Corte **309**

9.1 Introdução 310

9.2 Paredes de Contraventamento em Alvenaria 310

9.2.1 Tipos e Disposição em Planta 310

9.2.2 Distribuição das Forças Horizontais 312

9.2.3 Paredes com Aberturas 325

9.2.4 Verificação da Resistência ao Corte 336

9.3 Painéis de Enchimento em Estruturas Reticuladas 338

9.3.1 Mecanismo de Interacção e Modos de Rotura 339

9.3.2 Análise de Estruturas com Painéis de Enchimento 340

9.4 Paredes Apoiadas em Vigas 346

9.4.1 Mecanismo de Interacção e Modos de Rotura 347

9.4.2 Análise da Interacção Parede–Viga 347

9.4.3 Limitações da Análise 350

9.5 Exemplos de Cálculo 350

9.5.1 Distribuição de Força Horizontal pelas Paredes de um Edifício 350

9.5.2 Esforços numa Parede de Contraventamento de Três Pisos 354

9.5.3 Verificação da Resistência ao Corte dos Pilares da Parede de Três Pisos . 359

9.5.4 Rigidez de um Pórtico com Painel de Enchimento 361

9.5.5 Parede de Alvenaria Apoiada em Viga 363

Bibliografia **365**

Glossário **373**

Índice Remissivo **379**

Capítulo 1

Introdução

Haec autem ita fieri debent, ut habeatur ratio firmitatis, utilitatis, venustatis.

Vitrúvio

Resumo

Neste Capítulo enquadra-se o tema do livro e delimita-se o seu objecto. Parte-se da constatação de que a alvenaria, material de construção de uso ininterrupto ao longo da história, perdeu em Portugal, com a generalização da estrutura reticulada de betão armado, o estatuto de material de cálculo: remetida para a função de enchimento, a parede de fachada passou a ser dimensionada por critérios térmicos, acústicos e construtivos e deixou de ser objecto de verificação estrutural, com reflexo na prática de projecto, na execução e no ensino.

Assinala-se que a ausência de verificação não corresponde a ausência de solicitação: a fachada recebe integralmente a acção do vento, responde à acção sísmica com forças de inércia proporcionais à sua própria massa e, quando de enchimento, interage com a estrutura que a envolve e altera-lhe a resposta.

Delimita-se em seguida o âmbito do livro — as fachadas em alvenaria não armada, simples ou de pano duplo, e as alvenarias de enchimento de estruturas reticuladas, sob acções perpendiculares e paralelas ao seu plano —, tomando-se o pano de alvenaria como unidade de análise e a EN 1996-1-1:2022 como referência normativa, confrontada, quando necessário, com os regulamentos australiano, canadiano e americano. Apresenta-se a organização do texto em duas partes, a primeira dedicada aos sistemas construtivos e às acções, a segunda ao comportamento estrutural e ao dimensionamento.

O Capítulo encerra com o enquadramento da verificação da segurança segundo a filosofia dos estados limites — variáveis básicas, valores característicos e de cálculo, método dos coeficientes parciais e dimensionamento com apoio experimental —, base comum às verificações desenvolvidas nos capítulos seguintes.

Capítulo 2

Alvenarias

Even a brick wants to be something.

Louis I. Kahn

Resumo

Neste Capítulo estabelecem-se a terminologia e a classificação das alvenarias enquanto sistema construtivo e estrutural. Começa-se por situar a origem do termo e o desenvolvimento histórico da regulamentação, desde as primeiras disposições empíricas do século XIX até à consolidação, na Europa e nos E.U.A., dos regulamentos baseados no conceito de estado limite.

Trata-se em primeiro lugar a taipa, sistema murário monolítico que fica fora da definição normativa de alvenaria e que aqui serve de contraponto. Distinguem-se em seguida dois critérios de classificação: o construtivo tradicional, que separa a alvenaria seca, a alvenaria ordinária e a alvenaria aparelhada segundo a existência de argamassa e o grau de regularidade das unidades; e o estrutural, adoptado na Europa pela EN 1996-1-1:2022, que distingue alvenaria não armada, armada, pré-esforçada e confinada, caracterizando-se para cada sistema o mecanismo resistente mobilizado e o correspondente comportamento sob acções horizontais. Trata-se ainda o caso particular da alvenaria de enchimento, que participa na transmissão das acções laterais à estrutura que a envolve.

Descrevem-se depois as seis orientações geométricas possíveis das unidades no pano e os tipos correntes de aparelho, definindo-se o travamento — a solidarização que o desencontro das juntas verticais confere ao pano — e a sobreposição mínima entre unidades de fiadas consecutivas, e relacionando-se a escolha do aparelho com a redistribuição de esforços no plano e fora do plano.

O Capítulo encerra com a análise da influência do aparelho na resistência ao corte da alvenaria e com a caracterização da aderência entre unidades e argamassa, condição essencial para a aplicabilidade das expressões regulamentares de resistência dos panos de alvenaria como elementos estruturais.

2.1 Introdução

O termo alvenaria deriva do árabe *al-banná*, que identifica o trabalho realizado pelo pedreiro. Em Espanha *albañil* é a designação dada à profissão de pedreiro e a *albañilería* é o trabalho por

Capítulo 3

Tipos de Paredes

Form ever follows function.

Louis Sullivan

Resumo

Neste Capítulo estabelecem-se a terminologia e a classificação dos sistemas de paredes em alvenaria adoptadas ao longo do livro. Começa-se por distinguir *pano de alvenaria* — a porção de parede delimitada por apoios, encontros com elementos estruturais ou descontinuidades geométricas relevantes, tomada como unidade de cálculo nas verificações estruturais — de *parede*, entendida como o elemento construtivo contínuo que pode integrar um ou vários panos. Distinguem-se em seguida paredes resistentes e não resistentes, dando-se ênfase aos panos de alvenaria de enchimento de pórticos que, não integrando o sistema resistente principal, transmitem à estrutura envolvente as acções que directamente sobre eles actuam e, por interagirem com os pórticos que os confinam, alteram a rigidez lateral do conjunto.

Caracterizam-se depois as configurações na espessura — parede simples, parede dupla, parede composta, parede com caixa preenchida com betão e parede-diafragma — evidenciando, em cada caso, a espessura resistente a considerar, o grau de solidarização entre panos e as consequências para o modelo de cálculo, com particular atenção à diferença entre a ligação discreta assegurada por ligadores e a continuidade material de uma junta integralmente preenchida. Tratam-se ainda as paredes de revestimento, ou paredes-cortina, cujo peso próprio é recebido por cantoneiras, consolas ou perfis ancorados à estrutura e cuja estabilidade fora do plano é garantida por ligadores de face.

Segue-se uma síntese comparativa que reúne, para cada tipologia, a continuidade na espessura, a espessura resistente e o modelo resistente a adoptar, pressupostos das verificações à flexão fora do plano e ao corte no plano desenvolvidas nos capítulos seguintes.

O Capítulo encerra com apontamentos construtivos sobre as fachadas ventiladas, que percorrem os pontos singulares do desenvolvimento em altura da fachada: arranque na base, apoio de piso e junta horizontal de movimento, contorno dos vãos e remate superior.

Capítulo 4

Propriedades Mecânicas e Parâmetros de Dimensionamento

When you can measure what you are speaking about, and express it in numbers, you know something about it.

Lord Kelvin

Resumo

Neste Capítulo sistematizam-se as propriedades mecânicas da alvenaria enquanto material estrutural misto, distinguindo-se os valores característicos dos valores de cálculo. Caracterizam-se primeiro os dois materiais constituintes: as unidades de alvenaria, segundo o valor normalizado da resistência à compressão, f_b, a classificação geométrica e as categorias de produção; e as argamassas, segundo a sua classificação e as propriedades mecânicas relevantes, com particular atenção à durabilidade e ao comportamento a longo prazo.

Estabelecem-se os valores característicos da resistência à compressão da alvenaria, f_k, a partir das resistências das unidades e da argamassa, confrontando-se a formulação da EN 1996-1-1:2022 com as abordagens dos regulamentos australiano AS 3700, canadiano CSA S304 e americano TMS 402, bem como com os valores fixados no Anexo Nacional português. Definem-se os valores característicos da resistência à flexão, com plano de rotura paralelo e perpendicular às juntas de assentamento, e o valor característico da resistência ao corte segundo o modelo de Coulomb, distinguindo-se o valor característico da resistência inicial ao corte, f_{vk0}, e o valor característico do coeficiente de atrito das juntas.

Tratam-se ainda os módulos de elasticidade longitudinal e transversal, a redução do primeiro para acções de longa duração e os restantes efeitos diferidos, confrontando-se também aqui os valores recomendados com os dos regulamentos canadiano e australiano. Abordam-se, por fim, as exigências de controlo de qualidade e de execução e a determinação dos valores de cálculo, nomeadamente os coeficientes parciais de segurança relativos aos materiais, γ_M, em função da categoria das unidades e do tipo de argamassa, estabelecendo-se assim a base normativa que sustenta as verificações de segurança desenvolvidas nos capítulos seguintes.

Independentemente da área utilizada no ensaio, a percentagem e a orientação dos furos, bem como a espessura dos septos e das paredes exteriores da unidade, condicionam a continuidade resistente e a distribuição interna de tensões. Estes efeitos são considerados no dimensionamento através da classificação geométrica das unidades nos grupos definidos pela EN 1996-1-1:2022 e dos parâmetros associados à determinação do valor característico da resistência à compressão da alvenaria, f_k.

O valor de f_b deve ainda corresponder à direcção segundo a qual a unidade é solicitada. Quando a alvenaria é comprimida numa direcção diferente da normal às juntas de assentamento, deve utilizar-se o valor normalizado da resistência à compressão determinado com a carga aplicada na direcção correspondente.

4.4.1.2 Resistência à Compressão da Argamassa

Do ponto de vista mecânico, a argamassa desempenha um papel relevante na distribuição e redistribuição interna de tensões entre unidades adjacentes. Sob compressão perpendicular às juntas horizontais de assentamento, a sua deformabilidade permite regularizar as tensões de contacto resultantes das inevitáveis irregularidades geométricas das superfícies das unidades. A resistência global da alvenaria depende predominantemente da resistência e da continuidade das unidades, embora as propriedades mecânicas da argamassa condicionem a forma como os esforços são transmitidos entre elas.

Nos termos da EN 998-2 [24], a resistência à compressão da argamassa é utilizada na sua classificação em classes designadas pela letra M seguida do valor da resistência à compressão, em MPa, como M5, M10 ou M15. Para efeitos de dimensionamento segundo a EN 1996-1-1:2022, a resistência média à compressão da argamassa aos 28 dias, f_m, constitui um dos parâmetros utilizados na determinação do valor característico da resistência à compressão da alvenaria, f_k.

A resistência à compressão da argamassa depende da sua composição, da relação água–ligante, do teor de ar e das condições de preparação e cura. Estas características influenciam igualmente a deformabilidade e a aderência às unidades, pelo que argamassas pertencentes à mesma classe de resistência podem apresentar comportamentos distintos quando integradas na alvenaria.

4.4.2 Resistência à Compressão da Alvenaria Não Armada

Para a alvenaria não armada com juntas de espessura tradicional, e para compressão perpendicular às juntas horizontais de assentamento, o valor característico da resistência à compressão é dado por:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3}. \tag{4.1}$$

Para alvenaria executada com argamassa para juntas delgadas, com espessura compreendida entre $0{,}5$ mm e 3 mm, aplicam-se as seguintes expressões:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,85}, \tag{4.2}$$

para unidades dos Grupos 1 e 4, silico-calcárias, de betão de agregados, de betão celular autoclavado e de pedra aparelhada, e

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7}, \tag{4.3}$$

para unidades cerâmicas dos Grupos 2 e 3.

O valor do coeficiente K é apresentado na Tabela 4.2 em função do tipo de unidades, do grupo geométrico e do tipo de argamassa.

Capítulo 5

Juntas e Ligadores

Something there is that doesn't love a wall, that sends the frozen-ground-swell under it.

Robert Frost

Resumo

Neste Capítulo trata-se a compatibilização entre o pano exterior de uma fachada e a estrutura que o suporta, matéria de que decorrem os dois dispositivos aqui estudados: as juntas, que libertam o movimento, e os ligadores, que o restringem. Tratam-se em primeiro lugar as juntas de movimento — as horizontais, que acomodam os movimentos verticais, e as verticais, que acomodam os horizontais —, os apoios intermédios do pano exterior e as disposições de drenagem e de estanquidade dos vãos e das juntas.

De seguida aborda-se o dimensionamento dos ligadores de face, com as forças que sobre eles actuam sob a acção do vento e sob a acção sísmica e com os mínimos de número, espaçamento e comprimento: a resistência de um ligador é a que o fabricante declara, servindo a expressão que a estima pela secção, com a encurvadura na caixa-de-ar, para interpretar a influência do diâmetro e da largura da caixa-de-ar, e não para substituir aquele valor. Tratam-se depois os ligadores de topo, com as reacções dos bordos apoiados e a resistência ao corte da junta de assentamento que lhes serve de alternativa.

A segunda parte é dedicada às ligações que transmitem esforços de corte no plano, onde se distinguem, como decisão de concepção, o pano sem ligações no plano e o pano amarrado à estrutura: o percurso das acções, a transmissão por atrito, por ferrolho — com a envolvente de corte e de flexão que a governa — e por armaduras de arranque em furos preenchidos, a ancoragem ao betão nos termos da EN 1992-4 e o dimensionamento pela capacidade resistente efectiva instalada. Tratam-se por fim a amarração dos ligadores e a protecção das armaduras por classe de exposição.

O Capítulo encerra com um exemplo de cálculo da ligação de base de um pano amarrado, no qual se estuda a transmissão de uma força desde a junta de assentamento até à laje.

sendo:

w_{Ed} – valor de cálculo da acção a transmitir pelos ligadores, por unidade de área de parede: na acção do vento, a pressão ou a sucção de cálculo na parede (Capítulo 6); na acção sísmica, a força de inércia de cálculo do pano exterior (Expressão (7.25) do Capítulo 7);

R_p – valor de cálculo da resistência de um ligador, o menor dos valores à tracção e à compressão, já dividido pelo coeficiente parcial γ_M (Expressão (5.6)).

É este o critério da norma de produto e da PD 6697: acção de cálculo e valor declarado do ligador.

Adopta-se neste livro, além dele, o critério de capacidade: dimensionar os ligadores para transmitirem a resistência dos panos, e não a solicitação calculada,

$$n_p \geq \frac{w_{Rd,\text{int}}}{R_p} \text{ para a acção do vento}$$
$$n_p \geq \frac{w_{Rd,\text{ext}} + w_{Rd,\text{int}}}{R_p} \text{ para a acção sísmica,} \tag{5.5}$$

de modo a que a ligação não seja o elemento condicionante e a rotura, a ocorrer, se dê no pano — o mesmo princípio que adiante se aplica às ligações ao corte no plano (Secção 5.5). É uma opção deliberada de projecto, não uma solicitação: compara capacidades globais por unidade de área e não decorre da norma de produto nem da EN 1996-1-1:2022. Envolve a Expressão (5.4) sempre que a resistência considerada iguala ou excede w_{Ed} — comparação algébrica, e só isso.

Não dispensa a verificação de cada ligador, da sua amarração e da alvenaria onde a força é introduzida, nem basta, por si, para garantir que uma eventual rotura ocorre no pano: a repartição não uniforme das solicitações e os mecanismos locais podem condicionar a ligação antes de se atingir a capacidade global considerada. Qualquer que seja o critério, n_p não pode ser inferior aos mínimos da Tabela 5.3.

5.3.2.2 Resistência de um Ligador

A base do dimensionamento é o valor declarado pelo fabricante nos termos da EN 845-1, obtido por ensaio do ligador instalado e que, por isso, inclui os mecanismos que o cálculo da secção não capta: arrancamento da extremidade amarrada na argamassa, cedência da fixação ao suporte, deformação das extremidades. As capacidades à tracção e à compressão são declaradas em separado — a PD 6697 estabelece, por exemplo, mínimos de 2,5 kN à tracção e de 2,0 kN à compressão para os ligadores do tipo 1 [45] — e o valor de cálculo obtém-se dividindo o valor declarado pelo coeficiente parcial γ_M da Tabela 4.15, uma única vez.

Na ausência de valor declarado, ou para compreender de que depende a resistência, pode estimar-se R_p a partir da secção do ligador. Em tracção, a resistência da secção é $F_{Rd} = A_s \cdot f_{yk}/\gamma_M$, mas o arrancamento da amarração pode governar, e só o ensaio o revela. Em compressão, que é o caso das fachadas a barlavento, junta-se-lhe a encurvadura, e R_p é o menor dos valores:

$$R_p = \min \begin{cases} F_{Rd} = A_s \cdot \dfrac{f_{yk}}{\gamma_M} \\ \dfrac{N_{cr}}{\gamma_M}, \qquad N_{cr} = \pi^2 \cdot \dfrac{E \cdot I}{a_o^2} \end{cases}, \tag{5.6}$$

sendo:

Dados

Considere-se o pano interior de uma parede dupla de fachada de um edifício de betão armado de 5 pisos, com pé-direito de 3,0 m. O pano situa-se no último piso, tem $L = 4{,}0$ m de comprimento e $t = 200$ mm de espessura.

O pano é constituído por unidades de betão de agregados de furação vertical, do Grupo 2, da Categoria I, com $400 \times 200 \times 190$ mm, dois furos de 160×135 mm, paredes de 32 mm e septos de 25 e 30 mm (Figura 5.20c), com $f_b = 7{,}5$ MPa, assentes com argamassa calculada M5 em juntas de 12 mm.

O pano assenta directamente sobre a laje de betão C25/30, com 200 mm de espessura, alinhado com o bordo exterior desta, através de uma junta de assentamento de 20 mm; a barreira de estanquidade da base fica no pano exterior, que não tem ligações no plano. O pano é amarrado à estrutura nos dois pisos — na base, à laje sobre a qual assenta; no topo, ao intradorso da laje de cobertura, que apoia no pórtico e não carrega o pano.

Os restantes dados de cálculo são os seguintes:

- ausência de qualquer sobrecarga no pano; não se considera a componente vertical da acção sísmica, que a cláusula 4.3.3.5.2 da NP EN 1998-1:2010 não exige para este elemento;
- esforço de corte no plano atribuído ao pano: $H_{Sd,i} = 60$ kN. É um dado do problema, resultante de um hipotético cálculo de repartição do esforço de corte de piso pelos elementos de contraventamento, tal como o que se aborda no Capítulo 9 a propósito da acção sísmica;
- valor de cálculo do esforço normal mínimo na base do pano, para uma combinação sísmica das acções com $\gamma_G = 1{,}0$: $N_{Sd,\min} = 8{,}0$ kN/m;
- o valor de $N_{Sd,\min}$ corresponde à soma do peso próprio do pano — 2,0 kN/m^2 das unidades e da argamassa e 0,3 kN/m^2 do reboco interior, 6,9 kN/m em 3,0 m de altura — com o peso do betão de enchimento das duas primeiras fiadas, 1,1 kN/m (0,108 m^2/m de secção em 0,412 m de altura)[v];
- valor característico da resistência inicial ao corte, da Tabela 4.12 do Capítulo 4: $f_{vk0} = 0{,}15$ MPa;
- coeficientes parciais, da Tabela 4.15: $\gamma_M = 2{,}0$ para a alvenaria, por se tratar de unidades da Categoria I assentes com argamassa calculada; $\gamma_M = 2{,}2$ para a amarração das armaduras; $\gamma_S = 1{,}15$ para o aço; e $\gamma_c = 1{,}5$ para o betão.

O alçado do pano, o pormenor da ligação à laje e a geometria da unidade estão representados na Figura 5.20.

[v] Não se conta o enchimento das duas últimas fiadas, que acrescentaria outros 1,1 kN/m. Na verificação do pano ao corte esta carga é favorável, e desprezá-la fica do lado da segurança. Com ela, o valor de $f_{vd} \cdot t$ na junta da base passaria de 16,6 para 16,8 kN/m, sem consequência na ligação de base: como se mostra adiante, o pano não lhe entrega mais do que a junta do topo consegue transmitir.

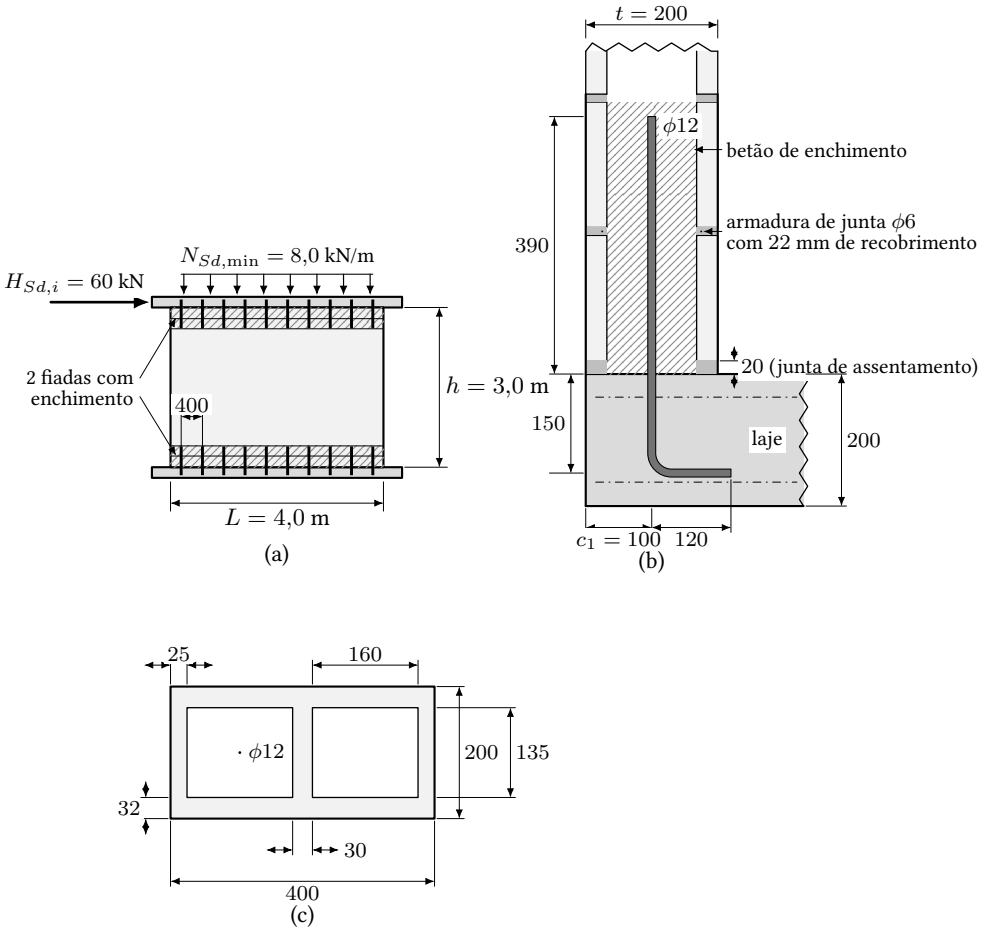

Figura 5.20: Exemplo de cálculo. (a) – alçado com o esforço de corte no plano e o esforço normal actuando em simultâneo, as duas primeiras e as duas últimas fiadas com os furos das unidades preenchidos e os varões de ligação às lajes; (b) – corte transversal pelo eixo de um furo preenchido, com a junta de assentamento nas paredes da unidade, o betão de enchimento em contacto com a laje, o varão de arranque em L apoiado na armadura inferior da laje — armaduras da laje a traço-ponto — e a armadura de junta; (c) – vista em corte de uma unidade com o varão de 12 mm. Dimensões em milímetros.

Capítulo 6

Acção do Vento

Ogni nostra cognizione principia dai sentimenti.

Leonardo da Vinci

Resumo

Neste Capítulo caracteriza-se a acção do vento segundo os pressupostos da EN 1991-1-4, desde o valor de referência da velocidade até à determinação das pressões e forças exercidas sobre as fachadas. Estabelecem-se as bases de cálculo da pressão dinâmica de pico, $q_p(z)$, a partir do valor básico da velocidade do vento, do coeficiente de rugosidade do terreno, do coeficiente de orografia e da intensidade de turbulência, apresentando-se os valores de referência para Portugal segundo o Anexo Nacional, nas zonas A e B.

Tratam-se em seguida os coeficientes de exposição e as alturas de referência a considerar consoante a relação entre a altura e a largura do edifício, e determinam-se as pressões e forças exercidas nas superfícies a partir dos coeficientes de pressão exterior e interior, em função da geometria dos edifícios e da permeabilidade das fachadas.

O caso das fachadas de dupla parede é tratado à parte, expondo-se os diferentes regimes de pressurização da caixa-de-ar consoante a permeabilidade relativa dos dois panos. Apresenta-se ainda o cálculo simplificado do coeficiente estrutural, $c_s c_d$, e discutem-se os fenómenos de vórtices e de instabilidade aeroelástica em estruturas altas e esbeltas, bem como as estratégias de mitigação dos efeitos aerodinâmicos.

O Capítulo encerra com um exemplo numérico exaustivo, que percorre todas as etapas do cálculo, desde a velocidade de referência até aos valores característicos de dimensionamento nos elementos da fachada.

6.1 Introdução

Uma das principais causas do vento é a diferença de pressão atmosférica, que resulta do desigual aquecimento da superfície terrestre e da atmosfera.

O aquecimento do ar torna-o menos denso, dando origem a gradientes de pressão, que provocam movimentos das zonas de maior pressão para as zonas de menor pressão. A velocidade de

exterior e interior, tendo em conta os sentidos em que estas actuam. Uma pressão exercida contra a superfície é considerada positiva e uma sucção actuando em sentido contrário é considerada negativa.

As forças resultantes das pressões exercidas perpendicularmente às superfícies ou as forças de atrito resultantes da acção do vento paralela às superfícies exteriores são determinadas pela soma vectorial das resultantes das pressões exteriores e interiores ou, directamente, através de coeficientes de força ou de atrito.

6.8.1 Pressão Exercida em Superfícies

Como se referiu, a pressão que actua contra uma superfície é positiva (w_{e+}) e a que actua no sentido de se afastar dela é negativa (w_{e-}). Na Figura 6.11 apresenta-se esquematicamente, em função da direcção do vento, o sentido positivo e negativo das pressões actuando na face das superfícies exteriores e interiores das construções.

O valor da pressão total exercida num elemento da construção, w, é dado pela soma vectorial das pressões actuantes nas superfícies exteriores e interiores do elemento, podendo o efeito conjunto ser agravado ou diminuído de acordo com o sentido de actuação:

$$w = w_e - w_i. \tag{6.16}$$

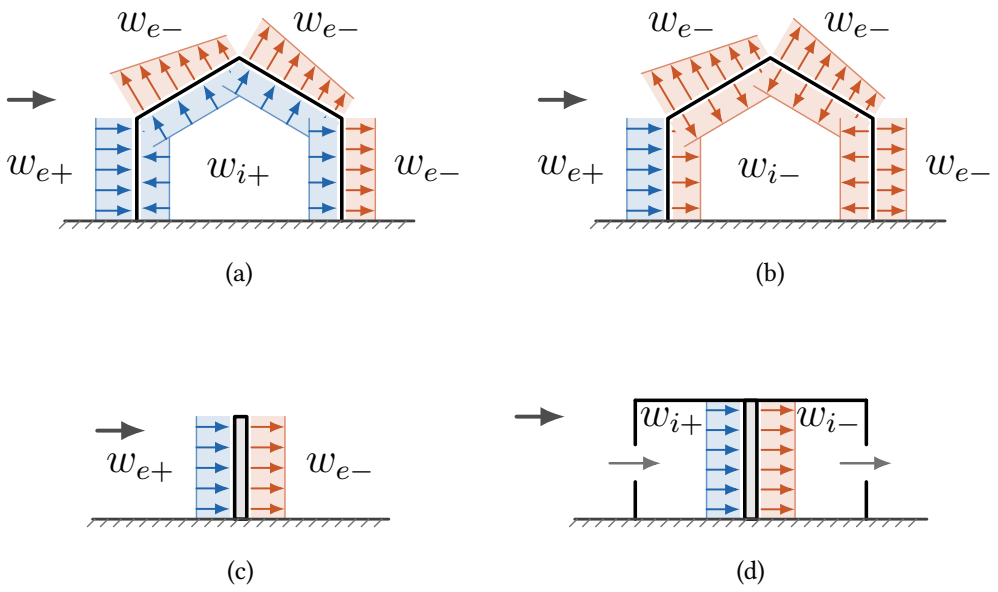

Figura 6.11: Definição do sentido das pressões exercidas em superfícies. (a) e (b) pressões exteriores e interiores num edifício, com pressão interior positiva e negativa; (c) elemento exposto às pressões exteriores nas duas faces; (d) parede interior num compartimento com aberturas a barlavento e a sotavento.

O valor da pressão exercida pelo vento nas superfícies exteriores, w_e, é obtido através da expressão:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}, \tag{6.17}$$

Uma das soluções paradigmáticas é a do atenuador de massa sintonizado instalado no edifício Taipei 101, com 101 pisos e 508 m de altura acima do solo. O atenuador é materializado por uma esfera de aço com cerca de 660 toneladas, composta por placas metálicas, suspensa do piso 92 por tirantes e ligada a amortecedores hidráulicos no piso 87; é um sistema passivo, sem actuadores (Figura 6.30). Durante o tufão Soudelor, em 2015, com ventos da ordem de 160 km/h, a esfera oscilou cerca de 1 m, o maior deslocamento registado até então.

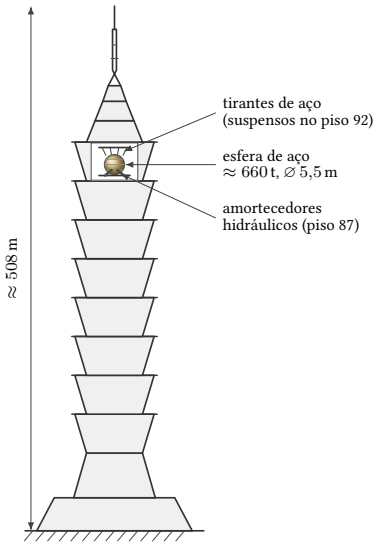

Figura 6.30: Esquema do atenuador de massa sintonizado no edifício Taipei 101 em Taiwan.

6.11 Exemplo de Aplicação

Considere-se um edifício implantado a 40 m do bordo do topo de uma falésia, tal como se ilustra na Figura 6.31.

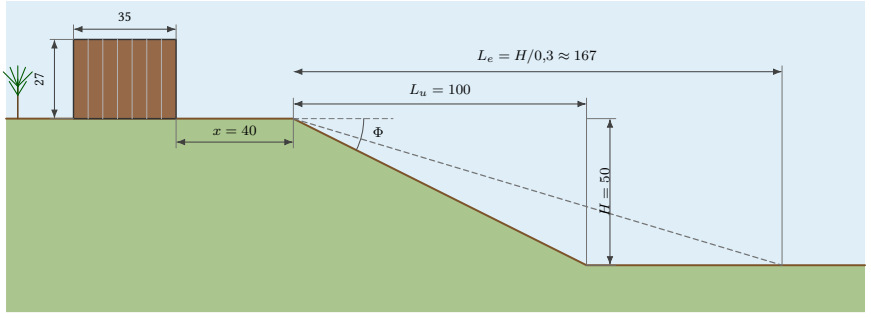

Figura 6.31: Orientação do edifício no topo da falésia; dimensões em metros.

Trata-se de uma construção localizada na faixa costeira continental (a menos de 5 km do mar) de planta rectangular e volumetria paralelepipédica. O edifício tem nove pisos e cobertura em terraço. Conforme se pode observar na Figura 6.32, a altura do edifício é igual a 27 m e todos os pisos têm 3 m de altura.

O edifício apresenta dois tipos de fachada. As maiores, com 96 m de desenvolvimento, são envidraçadas através de painéis de vidro de 2×3 m (6 m^2) suportados em perfis metálicos que, por sua vez, se apoiam na estrutura principal.

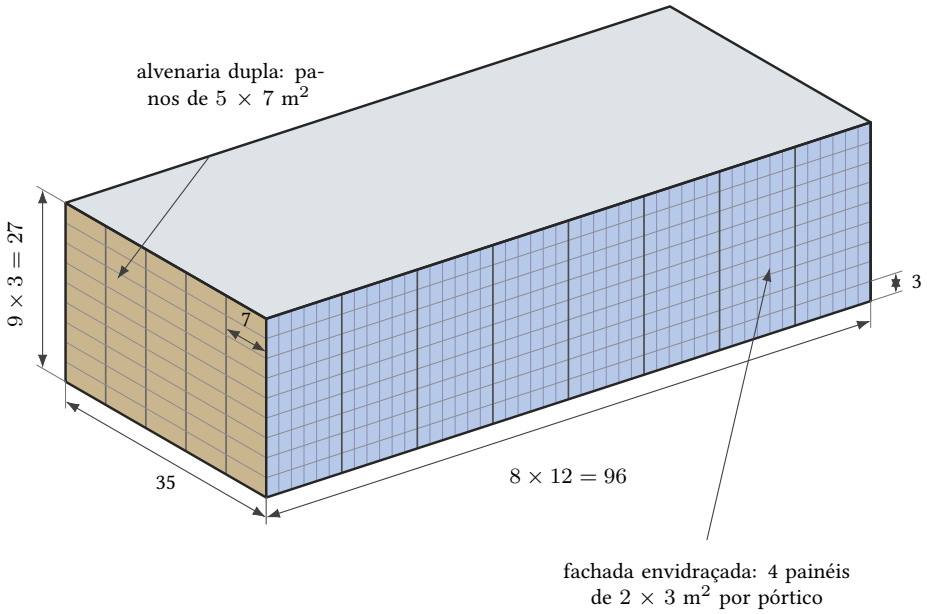

Figura 6.32: Configuração das fachadas do edifício; dimensões em metros.

As empenas, com 35 m de profundidade, são realizadas por alvenaria dupla, cujos panos se apoiam verticalmente em pilares afastados de 7 m. Os panos exteriores têm uma permeabilidade $\mu_{\text{cam}} > 0{,}1\,\%$, e os interiores são considerados impermeáveis. A caixa-de-ar tem uma espessura inferior a 100 mm.

Capítulo 7

Acção Sísmica

Quid enim cuiquam satis tutum videri potest, si mundus ipse concutitur et partes eius solidissimae labant?

Séneca

Resumo

Neste Capítulo trata-se o efeito da acção sísmica em elementos de fachada, desde o enquadramento normativo até à comparação de formulações simplificadas recorrendo a uma análise dinâmica linear.

Caracteriza-se a acção sísmica segundo a NP EN 1998-1:2010, com as exigências de desempenho de não ocorrência de colapso e de limitação de danos, a particularização das combinações de acções da situação de projecto sísmica estabelecidas na EN 1990 e a diferenciação de fiabilidade por classes de importância.

Trata-se em separado o caso da acção sísmica fora do plano em paredes duplas de alvenaria providas de ligadores de face, discutindo-se as condições em que a idealização estrutural admite ou não algum grau de acoplamento entre panos.

Caracteriza-se a resposta dos edifícios à aceleração no terreno através dos espectros de cálculo, nas componentes horizontal e vertical, e dos coeficientes de comportamento para estruturas de betão armado e metálicas, discutindo-se ainda a mitigação dos efeitos sísmicos por sistemas de isolamento de base.

Estabelecem-se as expressões para a determinação do período fundamental de vibração de panos de alvenaria e de edifícios, base das cinco formulações apresentadas para a determinação da acção sísmica em elementos não estruturais: o Eurocódigo 8 na primeira e na segunda geração, esta última em preparação, a formulação anterior do *Building Seismic Safety Council* e a do ASCE 7-22 (NEHRP 2020), e a formulação de Singh et al., esta desenvolvida quer pelo método directo quer pelo método do factor de amplificação do piso.

O Capítulo encerra com um exemplo de aplicação que cruza dois edifícios de betão armado, de três e de vinte pisos, com dois panos de alvenaria, com características de rigidez distintas, comparando os valores obtidos pelas cinco formulações com os resultados de uma análise dinâmica linear por elementos finitos no programa RFEM 6, incluindo a resposta de membrana no plano dos panos.

sendo:

F_{Ek} – força sísmica horizontal equivalente aplicada ao elemento não estrutural;
C_z – coeficiente sísmico adimensional aplicável ao elemento não estrutural, correspondente a S_a na notação da NP EN 1998-1:2010;
M_E – massa do painel ou elemento não estrutural;
g – aceleração da gravidade;
γ_e – coeficiente de importância do elemento, correspondente a γ_a na notação da NP EN 1998-1:2010;
R_E – coeficiente de comportamento do elemento, correspondente a q_a na notação da NP EN 1998-1:2010.

A relação com a formulação original da NP EN 1998-1:2010 é imediata, uma vez que a norma escreve a força em função do peso W_a do elemento. Como $W_a = M_E \cdot g$, tem-se:

$$F_a = S_a \cdot W_a \cdot \frac{\gamma_a}{q_a} = S_a \cdot M_E \cdot g \cdot \frac{\gamma_a}{q_a},$$

pelo que, na notação adoptada no presente livro, C_z corresponde ao coeficiente sísmico adimensional S_a da NP EN 1998-1:2010. Este S_a é adimensional por corresponder a uma aceleração espectral do elemento normalizada por g: multiplicado por g reconduz-se a uma aceleração, homóloga do valor $S_d(T_{\mathrm{bd}})$ empregue na formulação de Singh et al. Em particular, o limite inferior $\alpha \cdot S$ traduz a aceleração de pico no terreno, $a_g \cdot S$, normalizada por g, isto é, $\alpha \cdot S = a_g \cdot S/g$.

O valor do coeficiente sísmico, C_z, é dado por:

$$\begin{aligned} C_z^* &= \alpha \cdot S \cdot \left[\frac{3 \times (1 + z/H)}{1 + (1 - T_{\mathrm{el}}/T_{\mathrm{bd}})^2} - 0{,}5 \right] \\ C_z &= \max\left(C_z^*,\, \alpha \cdot S\right), \end{aligned} \tag{7.26}$$

em que:

α – relação entre o valor de cálculo da aceleração à superfície para terreno do tipo A, a_g, e a aceleração da gravidade, g;
S – coeficiente de solo;
T_{el} – período fundamental de vibração do elemento não estrutural;
T_{bd} – período fundamental de vibração do edifício, na direcção considerada;
z – altura do elemento não estrutural acima do nível de aplicação da acção sísmica, isto é, fundação ou nível superior de uma cave rígida;
H – altura do edifício medida desde a fundação ou desde o nível superior de uma cave rígida;
a_g – valor de cálculo da aceleração à superfície para terreno do tipo A.

A Expressão (7.26) traduz a amplificação da aceleração transmitida ao elemento não estrutural em função da sua posição em altura e da proximidade entre o período fundamental do elemento, T_{el}, e o período fundamental do edifício, T_{bd}. Quando estes períodos são próximos, a resposta do elemento pode ser significativamente amplificada. Por outro lado, o valor de C_z não deve ser tomado inferior a $\alpha \cdot S$.

Para elementos não estruturais correntes, a NP EN 1998-1:2010 permite adoptar $\gamma_e = 1{,}0$. Devem, contudo, adoptar-se valores não inferiores a $1{,}5$ para elementos de amarração de máquinas e equipamentos necessários a sistemas vitais de segurança, bem como para tanques e reservatórios contendo substâncias tóxicas ou explosivas consideradas perigosas para a segurança pública.

Nestas expressões o valor de T_m corresponde ao período referido ao piso de ordem m, que depende do período fundamental do edifício, T_{bd}, e do número de pisos, N, conforme a Expressão (7.55).

Os valores do factor de amplificação, a_p, são naturalmente superiores à unidade, como se ilustra na Figura 7.11, sendo o seu valor limitado superiormente em função do coeficiente de amortecimento dos elementos. Segundo os autores, estes limites têm em conta o facto de ser pouco provável a ocorrência de efeitos de ressonância em edifícios com períodos de vibração de valor inferior a 0,5 s [98].

Como se referiu anteriormente, os métodos simplificados, no caso dos elementos flexíveis em edifícios altos ($N > 8$), por apenas se ter em consideração o primeiro modo de vibração, poderão não capturar os efeitos de ressonância entre o elemento e o edifício nos modos de vibração de ordem mais elevada dos edifícios.

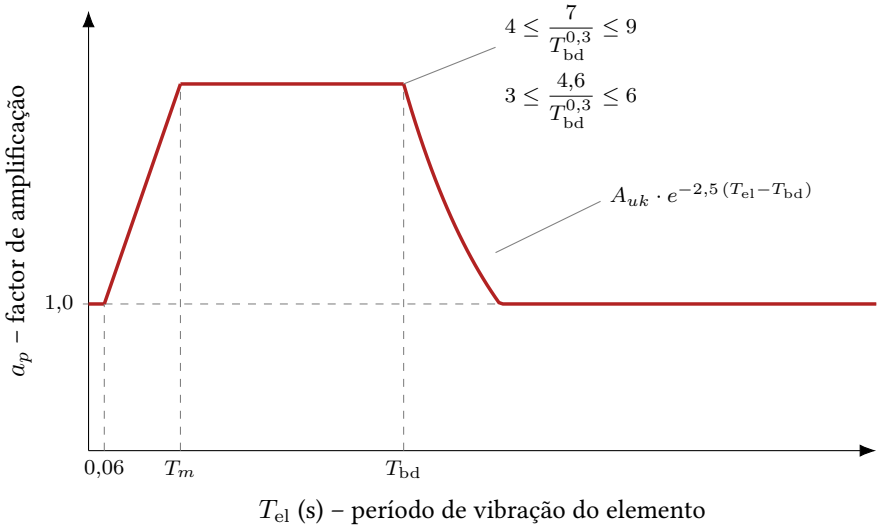

Figura 7.11: Factor de amplificação da resposta de elementos flexíveis em relação a elementos rígidos (cf. Expressão (7.58)).

7.9 Exemplo de Aplicação

Neste exemplo de aplicação cruzam-se duas situações considerando dois tipos de elementos de fachada em dois edifícios com diferente número de pisos, um de 3 e outro de 20 pisos, ambos com estrutura em betão armado e altura entre pisos igual a 3 m.

Avalia-se a resposta dos edifícios e o seu efeito nos dois tipos de elementos de fachada que têm períodos de vibração fundamental de valor inferior e superior a 0,06 s, isto é, um rígido e outro flexível.

Considera-se que a estrutura dos edifícios é da classe de ductilidade média (DCM) tomando-se para o seu coeficiente de comportamento um valor igual a 3,6 (cf. Tabela 7.8).

A situação de cálculo escolhida é a mesma para as quatro configurações possíveis, uma vez que se considera que os edifícios estão localizados na mesma zona sísmica 2.3, em Portugal, sujeitos à Acção sísmica Tipo 2 sobre um terreno do tipo D.

Nestas condições é definido o espectro de resposta de cálculo para um amortecimento de 5 %, sendo o valor de cálculo da aceleração no solo, $S_{\mathrm{DS}} = S_d(0) \simeq 2{,}002$ m/s^2, conforme se apresenta na Figura 7.12.

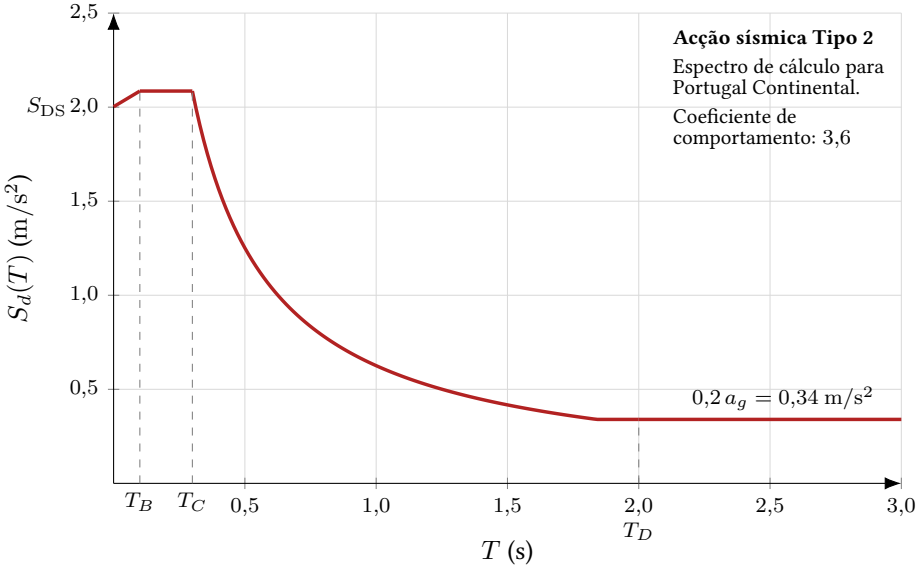

Figura 7.12: Exemplo de aplicação – Espectro de cálculo, $S_d(T)$. Zona sísmica 2.3 (Portugal) em terreno do tipo D para a Acção sísmica Tipo 2.

Para facilitar a exposição do exemplo designa-se o edifício de 3 pisos por rígido e o de 20 pisos por flexível.

7.9.1 Panos de Alvenaria Considerados

Os dois elementos de fachada do exemplo são panos de alvenaria, representados por módulos de $3{,}0 \times 3{,}0$ m localizados no piso mais elevado de cada edifício. O pano interior, em alvenaria de blocos de argamassa, é tratado como elemento rígido; o pano exterior, em alvenaria de tijolo cerâmico, como elemento flexível. As respectivas características resumem-se na Tabela 7.13.

Os períodos fundamentais fora do plano dos panos foram estimados pela Expressão (7.18) e verificados por modelos de elementos finitos isolados. O pano interior, com $T_{\mathrm{el}} < 0{,}06$ s, é dinamicamente rígido; o pano exterior, ligeiramente acima desse limite, é tratado como flexível.

Os períodos fundamentais dos edifícios, estimados pela expressão empírica proposta por Crowley e Pinho [96] para estruturas de betão com paredes de enchimento, $T_{\mathrm{bd}} = 0{,}034 \times H$, são $T_{\mathrm{bd}} = 0{,}306$ s para o edifício de 3 pisos ($H = 9$ m) e $T_{\mathrm{bd}} = 2{,}04$ s para o de 20 pisos ($H = 60$ m); os modelos de elementos finitos conduziram a valores próximos, respectivamente $0{,}277$ s e $1{,}945$ s. Os panos localizam-se no piso de topo, com cota do centro de massa $z = 7{,}5$ m e $z = 58{,}5$ m, respectivamente.

Capítulo 8

Resistência à Flexão e Efeito de Arco

L'arco non è altro che una fortezza causata da due debolezze.

Leonardo da Vinci

Resumo

Neste Capítulo trata-se a verificação da segurança de panos de alvenaria não armada sujeitos a acções perpendiculares ao seu plano, desde a determinação dos momentos actuantes até à avaliação da capacidade resistente. Começa-se por enquadrar a necessidade de regras explícitas de dimensionamento e por confrontar os modelos de análise disponíveis, ilustrando-se, com recurso ao método dos elementos finitos, a influência relativa da ortotropia do material e das condições de apoio na distribuição dos momentos flectores.

Estabelecidos estes pressupostos, caracterizam-se as acções fora do plano, os limites dimensionais dos panos e o papel da aderência entre as unidades de alvenaria e a argamassa. Desenvolve-se em seguida o método das linhas de rotura, deduzindo-se pelo princípio dos trabalhos virtuais os coeficientes de distribuição de momentos α para as configurações de apoio mais correntes, incluindo o caso do bordo superior livre, e comparam-se os valores obtidos com os tabelados na EN 1996-1-1:2022.

Apresentam-se depois as expressões do momento flector resistente para unidades maciças e vazadas, o método simplificado de análise não linear e a resistência mobilizada por efeito de arco, esta última também na formulação do regulamento americano TMS 402. Trata-se ainda o caso das paredes duplas e a repartição da acção entre panos.

O Capítulo encerra com exemplos de cálculo resolvidos de acordo com a EN 1996-1-1:2022, cujos resultados são confrontados com os obtidos pelos regulamentos australiano AS 3700, canadiano CSA S304 e americano TMS 402.

dos bordos verticais contínuos. Considerando a geometria indicada na Figura 8.14 e admitindo campos de deslocamento lineares em cada região rígida, o somatório pode ser efectuado de forma expedita pelo método das projecções: cada região rígida contribui com o produto do momento resistente da linha paralela ao respectivo eixo de rotação, da rotação imposta e da projecção das suas linhas de rotura sobre esse eixo. As contribuições das quatro regiões rígidas e das duas linhas negativas são as que se enumeram em seguida.

- –as regiões superior e inferior rodam em torno dos bordos horizontais, com rotação $\frac{1}{\gamma \cdot L}$; a projecção das respectivas linhas de rotura sobre a direcção horizontal é igual a L e o momento mobilizado é o das linhas horizontais, $\mu \cdot m_{Rd\perp}$, contribuindo cada uma com $\frac{\mu \cdot m_{Rd\perp}}{\gamma}$;
- –as regiões laterais rodam em torno dos bordos verticais, com rotação $\frac{2}{L}$; a projecção das respectivas linhas de rotura sobre a direcção vertical é igual a $\beta \cdot L$ e o momento mobilizado é o das linhas verticais, $m_{Rd\perp}$, contribuindo cada uma com $2 \times \beta \cdot m_{Rd\perp}$;
- –as linhas de rotura negativas que se desenvolvem ao longo dos dois bordos verticais com continuidade contribuem, cada uma, com parcela igual, $2 \times \beta \cdot m_{Rd\perp}$.

Somando as seis contribuições resulta:

$$W_{\text{int}} = m_{Rd\perp} \cdot \left(\frac{2 \times \mu}{\gamma} + 8 \times \beta \right). \tag{8.7}$$

8.8.1.3 Coeficientes de Distribuição α

Conhecida a configuração do mecanismo, expressa por γ, os momentos flectores máximos por unidade de largura nas direcções perpendicular e paralela às juntas de assentamento escrevem-se em função da acção, da dimensão L e do coeficiente de distribuição α:

$$\begin{aligned} m &= \alpha \cdot w_{Ed} \cdot L^2 \\ \mu \cdot m &= \mu \cdot \alpha \cdot w_{Ed} \cdot L^2. \end{aligned} \tag{8.8}$$

A primeira das expressões da Expressão (8.8) é a definição de α já dada na Expressão (8.3), aqui escrita para o momento por unidade de largura:

$$\alpha = \frac{m}{w_{Ed} \cdot L^2}. \tag{8.9}$$

Impondo a igualdade entre o trabalho externo, Expressão (8.5), e o trabalho interno, Expressão (8.7), e atendendo à Expressão (8.9), obtém-se o coeficiente de distribuição em função da configuração do mecanismo:

$$\alpha(\gamma) = \frac{\frac{\beta}{2} - \frac{\gamma}{3}}{\frac{2 \times \mu}{\gamma} + 8 \times \beta}. \tag{8.10}$$

O mecanismo condicionante é o que exige o maior momento resistente, ou seja, o que maximiza α. Anulando a derivada da Expressão (8.10) em ordem a γ obtém-se a equação do mecanismo de

a resistência da alvenaria à compressão na direcção do impulso, a eficácia da ligação entre a parede e os apoios que lhe resistem e os encurtamentos elástico e diferido da parede.

8.11.1 Geometria do Arco

A flecha geométrica do arco é a distância, na espessura da parede, entre os centros das zonas de contacto nos apoios e na rótula central. Com zonas de $0{,}1 \times t$, essa distância vale $0{,}9 \times t$ na parede indeformada e a ela se subtrai o deslocamento transversal que o arco sofre sob a acção lateral, donde, pela cláusula 8.4.3(5) da EN 1996-1-1:2022,

$$r_a = 0{,}9 \times t - d_a, \tag{8.38}$$

em que:

- t – espessura da parede, tendo em conta qualquer redução resultante de juntas reentrantes;
- d_a – deslocamento transversal do arco, a meio vão, sob a acção lateral de cálculo.

Quando a relação entre o vão do arco e a espessura da parede satisfaz a condição

$$\frac{l_a}{t} \leq 20,$$

o deslocamento d_a pode ser desprezado, tomando-se

$$r_a = 0{,}9 \times t.$$

8.11.2 Impulso do Arco

O valor máximo de cálculo do impulso do arco, por unidade de comprimento da parede, é dado pela cláusula 8.4.3(6) da EN 1996-1-1:2022:

$$N_{ad} = 1{,}5 \times f_d \cdot \frac{t}{10} = 0{,}15 \times f_d \cdot t, \tag{8.39}$$

em que f_d é o valor de cálculo da resistência à compressão da alvenaria na direcção do impulso do arco.

O produto $f_d \cdot t/10$ é a força que a zona de contacto de $0{,}1 \times t$ transmite à tensão de cálculo; o factor $1{,}5$ traduz a majoração dessa tensão admitida pela norma numa zona de compressão localizada.

8.11.3 Resistência Lateral de Cálculo

Num arco de três rótulas sujeito a uma acção lateral uniformemente distribuída, $q_{\mathrm{lat},d}$, a linha de impulso é parabólica e a condição de equilíbrio a meio vão conduz a

$$q_{\mathrm{lat},d} = \frac{8 \times N_{ad} \cdot r_a}{l_a^2}, \tag{8.40}$$

em que l_a representa o comprimento ou a altura da parede entre os apoios capazes de resistir ao impulso, consoante o arco se desenvolva horizontal ou verticalmente.

e a repartição da acção escreve-se em função das espessuras dos panos:

$$w_{\text{ext}} = \frac{t_{\text{ext}}^3}{t_{\text{ext}}^3 + t_{\text{int}}^3} \cdot w_{Ed}, \tag{8.55}$$

$$w_{\text{int}} = \frac{t_{\text{int}}^3}{t_{\text{ext}}^3 + t_{\text{int}}^3} \cdot w_{Ed}, \tag{8.56}$$

em que t_{ext} e t_{int} são as espessuras dos panos exterior e interior. As expressões (8.55) e (8.56) dão a parcela da acção lateral a considerar no dimensionamento de cada pano. Como a repartição é cúbica na espessura, um pano exterior de 110 mm ligado a um pano interior de 150 mm recebe apenas $28\,\%$ da acção.

Com a repartição pela rigidez, a resistência da parede dupla não é a soma das resistências dos panos: a segurança verifica-se pano a pano, $w_{\text{ext}} \le w_{Rd,\text{ext}}$ e $w_{\text{int}} \le w_{Rd,\text{int}}$, e é o pano que primeiro atinge a sua resistência que limita a acção admissível. Os ligadores têm de transmitir, do pano que recebe a acção ao outro, a parcela que a este cabe; o seu número por unidade de área, n_p, determina-se de acordo com a Secção 5.3 e não pode ser inferior aos mínimos da Tabela 5.3.

Quando os ligadores não asseguram uma ligação eficaz entre os panos, a repartição não é válida: no caso do vento, o pano exterior, que recebe a acção, verifica-se para a totalidade de w_{Ed}; no caso do sismo, cada pano resiste isoladamente à força de inércia da sua própria massa. Com ligadores eficazes, a acção sísmica a repartir é a soma das forças de inércia dos dois panos, como se admite na Secção 5.3 para o dimensionamento dos ligadores.

8.13 Exemplos de Cálculo

Apresenta-se um exemplo com vista a analisar uma parede simples sujeita a acções perpendiculares ao seu plano, aplicando as diferentes metodologias anteriormente referidas.

De acordo com o esquema da Figura 8.19, considere-se um pano de alvenaria simples em tijolo cerâmico, com espessura $t = 11$ cm, apoiado entre elementos estruturais verticais espaçados de $4{,}25$ m, correspondendo esta distância ao comprimento do painel. A parede apresenta uma altura livre de $h = 2{,}85$ m e encontra-se sujeita à acção do vento, cujo valor característico da pressão é $w_k = 1{,}2$ kPa. Admite-se que este valor foi determinado pela metodologia do Capítulo 6.

A alvenaria é constituída por unidades de tijolo cerâmico de furação horizontal, com dimensões nominais $30 \times 20 \times 11$ cm. A orientação e a percentagem dos furos permitem classificá-las no Grupo 4 da Tabela 5.1 da EN 1996-1-1:2022 (Tabela 4.1); admite-se para elas a categoria II e o valor normalizado da resistência à compressão $f_b = 11$ MPa. A argamassa de assentamento é corrente, da classe M5, a que corresponde $f_m = 5$ MPa. Para esta combinação de unidade e argamassa retiram-se das tabelas 4.10 e 4.11 os valores característicos $f_{k\parallel} = 0{,}15$ MPa e $f_{k\perp} = 0{,}40$ MPa. Nas comparações com os regulamentos estrangeiros indicam-se, onde necessário, os parâmetros equivalentes exigidos por cada um deles.

Como se encontra esquematizado, o pano está simplesmente apoiado nos bordos horizontais e tem continuidade nos verticais.

Pretende-se verificar a segurança do pano relativamente à flexão fora do plano, determinando o valor de cálculo do momento actuante M_{Ed} devido à acção do vento e comparando-o com o valor de cálculo do momento resistente M_{Rd} do pano de alvenaria.

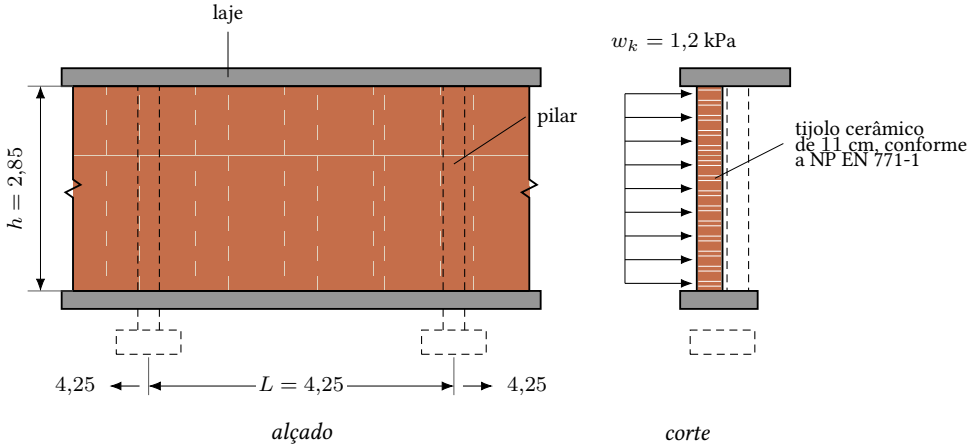

Figura 8.19: Alçado e corte de um pano em alvenaria simples de tijolo cerâmico de furação horizontal $30 \times 20 \times 11$ cm; cotas em metros, com a espessura do pano ampliada no corte.

Capítulo 9

Resistência ao Corte

Ut tensio sic vis.

Robert Hooke

Resumo

Neste Capítulo analisam-se os mecanismos resistentes associados ao comportamento ao corte no plano de paredes de alvenaria solicitadas por acções horizontais, com particular incidência nas paredes de contraventamento e nos painéis de enchimento de estruturas reticuladas.

Na primeira parte, estuda-se a influência do tipo e da disposição em planta das paredes, da sua rigidez relativa e da presença de aberturas na distribuição das forças horizontais, bem como os efeitos de torção decorrentes da excentricidade entre o centro de torção e o ponto de aplicação da resultante das acções. Apresentam-se expressões para a determinação da rigidez de elementos de parede em consola e bi-encastrados, regras de combinação de elementos em série e em paralelo, e métodos simplificados para paredes com aberturas, incluindo a variante do método do pórtico equivalente aplicável a paredes de vários pisos. Segue-se a verificação da segurança ao corte propriamente dita, confrontando o esforço transverso instalado com o valor de cálculo da resistência da secção, obtido a partir do comprimento da parte comprimida da parede e da resistência ao corte da alvenaria estabelecida no Capítulo 4.

Na segunda parte, trata-se a interacção entre as alvenarias de enchimento e os pórticos que as envolvem: descrevem-se os mecanismos de transferência de forças, o modelo da escora diagonal equivalente para a avaliação da rigidez e da resistência do painel, os modos de rotura mais correntes — esmagamento das extremidades da escora, deslizamento nas juntas de assentamento e rotura por corte dos pilares — e as implicações do enchimento no projecto sísmico, designadamente a redução do período fundamental, a deslocação das rótulas plásticas para os pilares e os efeitos das aberturas e das irregularidades em altura. Aborda-se ainda o caso das paredes apoiadas em vigas, cujo efeito de arco condiciona simultaneamente o dimensionamento da viga e a fendilhação da parede.

O Capítulo encerra com exemplos de cálculo que percorrem, pela mesma ordem, os métodos apresentados; num deles, os resultados são confrontados com uma análise pelo método dos elementos finitos.

e $K_{3,4,5,6(e)} = \dfrac{1}{\Delta_{3,4,5,6(e)}}$, sendo $\Delta_{3,4,5,6(e)} = \Delta_{\text{sólida},3,4,5,6(e)} - \Delta_{\text{Faixa B}(e)} + \Delta_{3,4,5(e)}$, com a faixa B considerada sem aberturas.

Neste método admitem-se todos os pilares bi-encastrados, dada a restrição à rotação imposta pelo elemento 1. Para a combinação horizontal dos elementos 3, 4 e 5:

$$\Delta_{3,4,5(e)} = \frac{1}{K_{3(e)} + K_{4(e)} + K_{5(e)}}.$$

Para as dimensões mostradas na Figura 9.17:

$$\begin{aligned}
&\Delta_{\text{parede sólida(c)}} && = 2{,}778/(E_{\text{m}} \cdot t) \quad (^a)\\
&\Delta_{\text{Faixa A}(c)} && = 1{,}778/(E_{\text{m}} \cdot t)\\
&\Delta_{\text{sólida},3,4,5,6(e)} && = 3{,}201/(E_{\text{m}} \cdot t)\\
&\Delta_{\text{Faixa B}(e)} && = 0{,}880/(E_{\text{m}} \cdot t)\\
&\Delta_{3,4,5(e)} && = 4{,}667/(E_{\text{m}} \cdot t)\\
&\Delta_{3,4,5,6(e)} \quad (^b) && = (3{,}201 - 0{,}880 + 4{,}667)/(E_{\text{m}} \cdot t) = 6{,}987/(E_{\text{m}} \cdot t)\\
&K_{2(e)} = K_{7(e)} && = 0{,}004 \times E_{\text{m}} \cdot t\\
&\Delta_{2,3,4,5,6,7(e)} && = 6{,}617/(E_{\text{m}} \cdot t).
\end{aligned}$$

(^{a}) Para comparação: $K_{\text{parede sólida}} = 0{,}360 \times E_{\text{m}} \cdot t$.
(^{b}) Portanto, $K_{3,4,5,6(e)} = 0{,}143 \times E_{\text{m}} \cdot t$.

Resulta $\Delta_{\text{parede}} = 7{,}617/(E_{\text{m}} \cdot t)$, isto é, $K_{\text{parede}} = 0{,}131 \times E_{\text{m}} \cdot t$.

Conclui-se, assim, que uma parede com as aberturas representadas na Figura 9.17 tem uma rigidez $0{,}149/0{,}360 = 0{,}41$, isto é, 41 %, ou $0{,}131/0{,}360 = 0{,}36$, isto é, 36 %, da rigidez da parede sem aberturas, consoante se use o primeiro ou o segundo método. Segundo Drysdale et al. [120], "não é claro qual dos métodos é mais preciso, mas a prática corrente é utilizar o Método 2".

9.2.4 Verificação da Resistência ao Corte

As secções anteriores permitiram determinar, para cada parede, o valor de cálculo do esforço transverso instalado, V_{Ed}, resultante da distribuição das forças horizontais pelos elementos de contraventamento e do correspondente efeito de torção. Resta confrontar esse valor com a capacidade resistente da secção, o que se faz nos termos da EN 1996-1-1:2022 [14].

9.2.4.1 Critério de Verificação

A verificação da segurança ao corte no plano de uma parede de alvenaria não armada traduz-se pela condição:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}, \tag{9.27}$$

em que o valor de cálculo da resistência ao corte é dado por:

$$V_{Rd} = f_{vd} \cdot t \cdot l_c, \tag{9.28}$$

em que:

9.4.3 Limitações da Análise

As análises apresentadas partem do princípio de que as vigas são escoradas durante a construção da parede, de modo a que todo o peso desta seja suportado por acção conjunta. Se a viga não for escorada, o grau em que a parede parcialmente construída contribui para suportar o seu próprio peso por acção conjunta depende do ritmo de construção e, em geral, não é fiável. As cargas aplicadas posteriormente podem ser suportadas pelo conjunto viga–parede.

A investigação sobre conjuntos viga–parede com aberturas para portas ou janelas mostra que as aberturas centradas têm um efeito reduzido no comportamento, porque a formação do arco sobre a abertura continua a ser possível. No entanto, as aberturas próximas dos apoios impedem a formação do arco. Neste caso, é aconselhável dimensionar a viga para todo o peso da parede [120].

As análises anteriores não se aplicam directamente a vigas contínuas.

9.5 Exemplos de Cálculo

Os exemplos que se seguem percorrem, pela mesma ordem, os métodos apresentados neste Capítulo: a distribuição de uma força horizontal pelas paredes de um edifício de um piso, com o cálculo da rigidez de paredes com aberturas; os esforços nos pilares de uma parede de contraventamento de três pisos, confrontados com uma análise pelo método dos elementos finitos; a verificação da segurança ao corte desses pilares segundo a EN 1996-1-1:2022; a rigidez de um pórtico preenchido com um painel de alvenaria; e a interacção entre uma parede e a viga que a suporta.

9.5.1 Distribuição de Força Horizontal pelas Paredes de um Edifício

Distribuir uma força horizontal de 90 kN aplicada na direcção N–S (Figura 9.27) pelas paredes de um edifício com um só piso, admitindo que a laje de cobertura funciona como um diafragma rígido. Admitir que todas as paredes são do mesmo material e têm a mesma espessura.

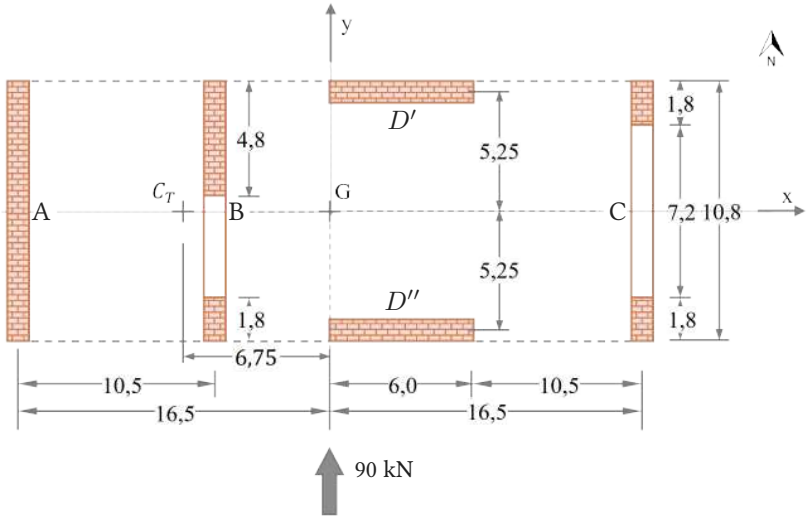

Figura 9.27: Planta do edifício de um só piso do exemplo: paredes A, B, C, D' e D'', centro de torção C_T e força horizontal de 90 kN aplicada em G na direcção N–S (dimensões em metros).

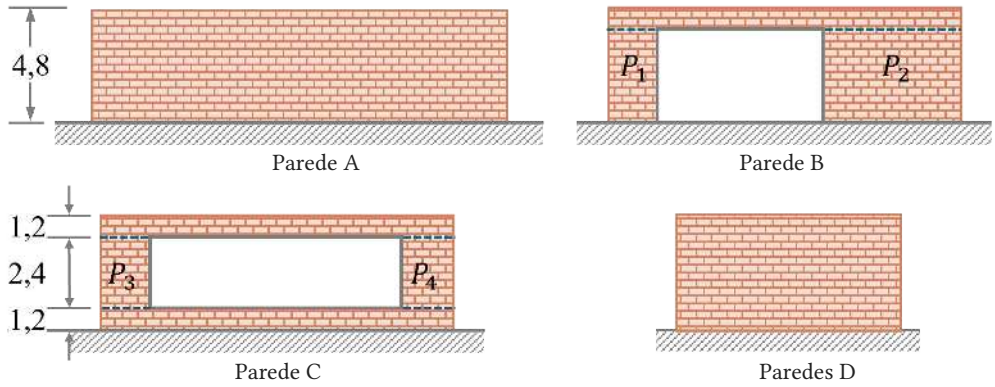

Figura 9.28: Alçados das paredes do exemplo, com os segmentos P_1 a P_4 em que se dividem as paredes B e C para o cálculo da rigidez (dimensões em metros).