



INSTITUTO SUPERIOR TÉCNICO
Universidade Técnica de Lisboa



COMPORTAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS DE PEQUENO PORTE

Filipe José Campos Pomba

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil

Júri

Presidente: Prof. José Manuel Matos Noronha da Câmara

Orientador: Prof. Júlio António da Silva Appleton

Vogais: Prof. Carlos Alberto Ferreira de Sousa Oliveira

Setembro de 2007

Resumo

O presente trabalho refere-se à avaliação do comportamento sísmico de edifícios de pequeno porte com a tipologia de laje de betão e paredes de alvenaria ou de estruturas de betão e lajes aligeiradas de vigotas prefabricadas pré-tensionadas.

Avalia-se o comportamento sísmico da tipologia de edifícios referida, com base em informação de sismos ocorridos.

Discutem-se os principais aspectos associados à concepção e construção de novos edifícios da tipologia em análise.

Tendo por base a avaliação das debilidades deste tipo de edifícios para a acção sísmica, define-se a metodologia para a reabilitação e avaliação de segurança da tipologia de edifícios em questão, de acordo com o novo regulamento de estruturas de edifícios em zonas sísmicas, Eurocódigo 8, apresentando-se possíveis técnicas de reforço.

Estuda-se ainda a eficácia da implementação de solução de reforço estrutural num edifício, verificando-se a segurança de acordo com o Eurocódigo 8. Efectua-se um estudo comparativo das diferentes soluções desenvolvidas, em termos de comportamento sísmico, custos directos e funcionais inerentes a cada solução de reforço. Por fim, apresentam-se as principais conclusões.

Palavras-Chave: Edifícios de pequeno porte; Estrutura; Acção sísmica; Solidarização; Reforço.

Abstract

The present work refers to the seismic behaviour of low-rise buildings with concrete slabs and masonry walls or concrete structures presenting composite precast beam block floors.

The seismic behaviour of the typology of buildings is evaluated, based in the information of recent earthquakes.

The main aspects associated to the conception and construction of new buildings of this typology in analysis are discussed.

After the evaluation of this type of buildings for the seismic action, the methodology is defined for the rehabilitation and safety evaluation of the buildings in agreement with the new codes for buildings in seismic zones, Eurocode 8. Possible reinforcement techniques are discussed.

The efficacy of the implementation of the structural reinforcement in a building is study. Their safety in agreement with Eurocode 8 was evaluated. A comparison of the seismic behaviour was made between the different developed solutions and their direct and functional cost associated with each reinforcement solution. Finally the main conclusions were presented.

Keywords: Low rise buildings; Structure; Seismic Action; Connected; Strengthening.

Agradecimentos

O comportamento sísmico de edifícios de pequeno porte, resultou do trabalho do autor desenvolvido na Secção de Mecânica Estrutural do Departamento de Engenharia Civil do Instituto Superior Técnico, mas só foi possível graças à contribuição de inúmeras pessoas a quem se endereçam sinceros agradecimentos:

Ao Professor Júlio Appleton, pela orientação prestada, pela partilha dos seus conhecimentos e pela sua disponibilidade.

Ao Professor Carlos Sousa Oliveira, pela sua disponibilidade para esclarecimentos e pelos seus ensinamentos científicos prestados.

A todos os meus amigos, que de alguma forma me ajudaram a desenvolver este trabalho, pelo seu interesse, atenção e amizade.

A todos os meus familiares, com quem lido, e por isso contribuíram com a sua paciência e compressão.

Por último agradeço profundamente aos meus pais pela educação e valores transmitidos, e de modo especial à minha mãe por todo o seu apoio.

Índice

Lista de quadros	viii
Lista de figuras	ix
Capítulo 1: Introdução	1
Capítulo 2: Tipologia e Vulnerabilidade Sísmica	3
2.1 Introdução	3
2.2 Evolução das tipologias construtivas	3
2.3 Definição da tipologia	7
2.3.1 Construções rurais	8
2.3.2 Construções urbanas	8
2.3.3 Elementos estruturais	9
2.3.3.1 Estrutura mista de alvenaria e betão	9
2.3.3.2 Estrutura de betão armado com laje de vigotas pré-tensionadas	15
2.3.4 Elementos não estruturais	18
2.4 Vulnerabilidade sísmica	19
Capítulo 3: Síntese do Comportamento Sísmico	21
3.1 Introdução	21
3.2 Considerações gerais	21
3.3 Comportamento dos elementos constituintes das construções	23
3.3.1 Alvenarias	23
3.3.2 Paredes	26
3.3.2.1 Efeito das aberturas	28
3.3.2.2 Efeito de assimetrias e irregularidades	30
3.3.3 Fundações	32
3.3.4 Pavimentos	33
3.3.5 Coberturas	34
3.3.6 Elementos salientes	35
3.4 Comportamento face a sismos ocorridos	35
3.4.1 Açores, 1 de Janeiro de 1980	36
3.4.2 Northridge, 17 de Janeiro de 1994	37
3.4.3 Úmbria-Marche, 26 de Setembro de 1997	38
3.4.4 Açores, 9 de Julho de 1998	39
3.5 Conclusões	40
Capítulo 4: Regras de Construção	41
4.1 Introdução	41
4.2 Regras gerais	41
4.2.1 Implantação	42
4.2.2 Conceção	42
4.3 Fundações	43
4.4 Paredes	44
4.4.1 Aberturas	44

4.4.2	Alvenaria de pedra	45
4.4.3	Alvenaria de tijolo	46
4.5	Argamassas	47
4.6	Pavimentos	48
4.6.1	Laje de betão armado	48
4.6.2	Laje de vigotas pré-tensionadas	48
4.7	Coberturas	49
4.8	Elementos de travamento em betão armado	49
4.9	Elementos salientes	51
Capítulo 5: Reabilitação Sísmica		52
5.1	Introdução	52
5.2	Avaliação do desempenho sísmico	53
5.2.1	Exigências de comportamento e critérios de verificação	53
5.2.2	Informação para avaliação estrutural	54
5.2.3	Avaliação estrutural	54
5.2.3.1	Acção sísmica	54
5.2.3.2	Modelo estrutural e métodos de análise	57
5.2.3.3	Verificação de segurança	58
5.3	Intervenção estrutural	59
5.4	Técnicas de reforço	61
5.4.1	Estrutura mista de alvenaria e betão	61
5.4.1.1	Consolidação e reforço de alvenarias	61
5.4.1.2	Coberturas e pavimentos	62
5.4.1.3	Fundações	62
5.4.2	Estrutura de betão armado	63
5.4.2.1	Introdução de novos elementos	63
5.4.2.2	Reforço de elementos estruturais existentes	64
5.5	Aspectos importantes	65
Capítulo 6: Concepção e Dimensionamento de intervenção de Reforço – Exemplo de Aplicação		66
6.1	Introdução	66
6.2	Informação para avaliação estrutural	66
6.3	Modelação da estrutura	67
6.4	Quantificação da acção sísmica e combinações de acções	68
6.5	Avaliação da estrutura	70
6.5.1	Análise modal	70
6.5.2	Limitação de danos	71
6.5.3	Estado limite último	71
6.6	Intervenção de reforço	72
6.6.1	Reforço com betão armado	72
6.6.1.1	Descrição da solução	73
6.6.1.2	Análise da estrutura e verificações	73
6.6.2	Reforço com elementos metálicos	75
6.6.2.1	Descrição da solução	75
6.6.2.2	Análise da estrutura e verificações	76
6.6.3	Comparação de soluções	78

Capítulo 7: Conclusões e Desenvolvimentos Futuros	79
7.1 Conclusões	79
7.2 Desenvolvimentos Futuros	80
Referências Bibliográficas	81
Restante Bibliografia Consultada	85
Apêndices	

Lista de quadros

Quadro 2.1.	<i>Síntese das evoluções tipológicas de edifícios e respectivos materiais estruturais utilizados</i>	6
Quadro 3.1.	<i>Classificação dos danos (adaptado de Grünthal, 1998)</i>	22
Quadro 3.2.	<i>Comportamento dos edifícios em Nocera Umbra (Spencer et al., 2000)</i>	38
Quadro 3.3.	<i>Síntese dos danos (Spencer et al., 2000)</i>	40
Quadro 5.1.	<i>Valores de cálculo da aceleração no terreno tipo A (GT-EC8, 2007)</i>	56
Quadro 5.2.	<i>Classes de importância para edifícios (Eurocode 8, 2004)</i>	56
Quadro 6.1.	<i>Características laje de vigotas</i>	67
Quadro 6.2.	<i>Valores propostos pela autoridade nacional (GT-EC8, 2007)</i>	68
Quadro 6.3.	<i>Acções actantes na estrutura</i>	69
Quadro 6.4.	<i>Frequências e factores de participação de massa dos 12 primeiros modos de vibração da estrutura existente</i>	70
Quadro 6.5.	<i>Reforço das vigas tipo V2 dos pisos 1 e 2</i>	78
Quadro 6.6.	<i>Estimativa de custos das soluções de reforço</i>	78

Lista de figuras

<i>Figura 1.1.</i>	Organização esquemática do trabalho.	2
<i>Figura 2.1.</i>	Tipologias construtivas no parque habitacional de Portugal Continental (adaptado de Sousa, 2006).	4
<i>Figura 2.2.</i>	Comparação das percentagens de edifícios com tipo de estrutura de alvenaria e de betão armado existentes no parque habitacional de Portugal Continental, à data dos Censos 2001 e construídos em épocas distintas (Sousa, 2006).	7
<i>Figura 2.3.</i>	Construções de pequeno porte em ambiente rural.	8
<i>Figura 2.4.</i>	Construções de pequeno porte em ambiente urbano.	9
<i>Figura 2.5.</i>	Perspectiva esquemática de cunhal com identificação dos diferentes constituintes (Guedes, & Oliveira, 1992).	10
<i>Figura 2.6.</i>	Esquema de fundação de alvenaria (Guedes, & Oliveira, 1992).	10
<i>Figura 2.7.</i>	Soluções de paredes de alvenaria recorrendo a diferentes tipos de pedra.	11
<i>Figura 2.8.</i>	Alvenaria de pedra de duas folhas.	12
<i>Figura 2.9.</i>	Cunhais.	13
<i>Figura 2.10.</i>	Betonagem de uma laje maciça.	13
<i>Figura 2.11.</i>	Estrutura tipo de uma cobertura (Appleton, 2003).	14
<i>Figura 2.12.</i>	Algumas soluções estruturais correntemente utilizadas para coberturas (Guedes & Oliveira, 1992).	14
<i>Figura 2.13.</i>	Coberturas constituídas por águas múltiplas.	15
<i>Figura 2.14.</i>	Moradia em construção, com estrutura de betão armado e laje de vigotas pré-tensionadas.	15
<i>Figura 2.15.</i>	Fundações executadas através de sapatas isoladas.	16
<i>Figura 2.16.</i>	Laje de vigotas pré-tensionadas.	17
<i>Figura 2.17.</i>	Execução de tarugos, numa solução de pavimento de laje de vigotas pré-tensionadas com blocos de betão leve.	17
<i>Figura 2.18.</i>	Cobertura executada em laje de terraço.	18
<i>Figura 2.19.</i>	Exemplos de elementos não estruturais.	18
<i>Figura 2.20.</i>	Zonas críticas face à acção sísmica (adaptado de Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1982).	20
<i>Figura 3.1.</i>	Acção da vibração sísmica sobre uma construção (Carvalho & Oliveira, 1983).	22
<i>Figura 3.2.</i>	Parede de alvenaria seca ou de ligante fraco com pedra irregular, de duas folhas (Carvalho & Oliveira, 1983).	24
<i>Figura 3.3.</i>	Efeito dos ligadores na estabilização das alvenarias (Carvalho & Oliveira, 1983).	25
<i>Figura 3.4.</i>	Parede isolada actuada por forças laterais (adaptado de Carvalho & Oliveira, 1983).	26
<i>Figura 3.5.</i>	Construção constituída por quatro paredes não ligadas (adaptado de Carvalho & Oliveira, 1983).	27
<i>Figura 3.6.</i>	Construção constituída por quatro paredes travadas por cunhais (adaptado de Carvalho & Oliveira, 1983).	28

<i>Figura 3.7.</i>	Construção alongada constituída por quatro paredes travadas nos cunhais (adaptado de Carvalho & Oliveira, 1983).	28
<i>Figura 3.8.</i>	Comportamento de uma parede com aberturas (adaptado de Carvalho & Oliveira, 1983).	29
<i>Figura 3.9.</i>	Efeitos das irregularidades em planta no comportamento sísmico de edifícios (adaptado de Carvalho & Oliveira, 1983).	31
<i>Figura 3.10.</i>	Efeitos de irregularidades em altura no comportamento sísmico de edifícios (adaptado de Carvalho & Oliveira, 1983).	32
<i>Figura 3.11.</i>	Solidarização das paredes conferida por uma laje rígida (adaptado de Carvalho & Oliveira, 1983).	34
<i>Figura 3.12.</i>	Perda de apoio duma cobertura devido ao deslocamento lateral das paredes (Carvalho & Oliveira, 1983).	35
<i>Figura 3.13.</i>	Ilustração de alguns dos mecanismos possíveis para o comportamento estrutural das coberturas (Oliveira C. S., 1992 ^b).	37
<i>Figura 4.1.</i>	Implantação de uma construção numa encosta, situação a evitar.	42
<i>Figura 4.2.</i>	Regras para a localização de aberturas em paredes (adaptado de Carvalho & Oliveira, 1983).	44
<i>Figura 4.3.</i>	Parede de alvenaria de pedra sismo-resistente (Tomazevic, 1999).	45
<i>Figura 4.4.</i>	Alvenaria de tijolo confinada (City University, 2007).	46
<i>Figura 4.5.</i>	Distribuição aconselhada de elementos verticais (City University, 2007).	47
<i>Figura 4.6.</i>	Ligação parede cobertura (Carvalho et al., 1998).	49
<i>Figura 4.7.</i>	Localização esquemática dos elementos de travamento de betão armado (adaptado de Carvalho & Oliveira, 1983).	50
<i>Figura 4.8.</i>	Exigências para lintéis em zonas sísmicas (City University, 2007).	51
<i>Figura 5.1.</i>	Configuração do espectro de resposta elástico (adaptado de Eurocode 8, 2004).	55
<i>Figura 5.2.</i>	Zonamento do território (GT-EC8, 2007).	56
<i>Figura 5.3.</i>	Aproximação do modelo linear ao comportamento não linear.	57
<i>Figura 5.4.</i>	Esquema de consolidação de parede de alvenaria de pedra (Carvalho et al., 1998).	62
<i>Figura 6.1.</i>	Planta estrutural.	66
<i>Figura 6.2.</i>	Esquema da construção.	67
<i>Figura 6.3.</i>	Espectros de resposta elásticos.	69
<i>Figura 6.4.</i>	Deslocamentos absolutos segundo as direcções X e Y, para o alinhamento 13 (estrutura existente).	71
<i>Figura 6.5.</i>	Deslocamentos relativos entre pisos, segundo as direcções X e Y, para o alinhamento 13 (estrutura existente).	71
<i>Figura 6.6.</i>	Comparação entre momentos flectores actuantes e resistentes ao nível do piso térreo (estrutura existente).	72
<i>Figura 6.7.</i>	Comparação entre esforços transversos actuantes e resistentes ao nível do piso térreo (estrutura existente).	72
<i>Figura 6.8.</i>	Planta estrutural do edifício reforçado com recurso a introdução de elementos resistentes de betão armado.	73
<i>Figura 6.9.</i>	Deslocamentos absolutos segundo as direcções X e Y, para o alinhamento 4 (reforço com betão armado).	74

<i>Figura 6.10.</i>	Deslocamentos relativos entre pisos, segundo as direcções X e Y, para o alinhamento 4 (reforço com betão armado).	74
<i>Figura 6.11.</i>	Comparação entre momentos flectores actuantes e resistentes (reforço com betão armado).	75
<i>Figura 6.12.</i>	Comparação entre esforços transversos actuantes e resistentes (reforço com betão armado).	75
<i>Figura 6.13.</i>	Deslocamentos absolutos segundo as direcções X e Y, para o alinhamento 13 (reforço com elementos metálicos).	76
<i>Figura 6.14.</i>	Deslocamentos relativos entre pisos, segundo as direcções X e Y, para o alinhamento 13 (reforço com elementos metálicos).	77

Capítulo 1: Introdução

Pretende-se com o presente trabalho avaliar o comportamento de estruturas de edifícios de pequeno porte do tipo laje de betão e paredes de alvenaria, ou do tipo estruturas de betão e laje de vigotas prefabricadas pré-tensionadas.

Edifício de pequeno porte pode ser definido como uma construção em que as suas dimensões estão limitadas, tanto em altura, como em planta. A estrutura resistente da primeira tipologia apresentada, face a acções horizontais é predominantemente constituída pelas paredes de alvenaria complementadas por elementos de travamento horizontal. Em Portugal existe uma grande predominância deste tipo de edifícios, principalmente em zonas rurais e em alguns locais de muitas cidades, nomeadamente nos centros históricos. Relativamente à segunda tipologia, a estrutura resistente face à acção sísmica é o sistema em pórtico. Existem muitas estruturas das tipologias referidas ainda em funcionamento, sendo de extrema importância a sua conservação e reabilitação, para manter presente um património com um valor histórico-cultural importante.

Muitos destes edifícios foram concebidos e construídos sem ter em conta a acção sísmica, pois em muitos casos não existia regulamentação anti-sísmica à data da sua construção, constatando-se inúmeras deficiências, que conduzem a maus comportamentos, facto corroborado pela observação dos danos que os vários sismos ocorridos têm causado a estas construções. É também de realçar que muitas das intervenções com vista à conservação e reabilitação de um edifício, muitas vezes não têm implicado uma preocupação do ponto de vista sísmico.

Portugal, ao longo da sua História, foi-se deparando com cenários de catástrofe devido à consequência da ocorrência de sismos. No entanto, as construções mais recentes, não têm sido postas à prova em virtude da ausência de eventos sísmicos de elevada intensidade, excepção feita aos Açores, nomeadamente no caso dos sismos de 1 de Janeiro de 1980 e de 9 de Julho de 1998, que afectaram essencialmente construções de alvenaria de pequeno porte. Esta é uma das razões, que conduz ao menosprezar por grande parte da população de uma possível política de prevenção face aos sismos. No entanto é de extrema importância, despertar a população para este tipo de problema, pois «não informar as populações para não as preocupar seria como não ensinar uma criança a olhar para o lado antes de atravessar uma rua, para que a criança não se preocupasse com a possibilidade de ser atropelada» (Lopes, 2001).

A presente dissertação foi organizada em 7 capítulos.

No Capítulo 2, *Tipologia e Vulnerabilidade Sísmica*, efectua-se uma caracterização abrangente da tipologia dos edifícios de pequeno porte, chegando-se a uma caracterização detalhada da tipologia a que o presente trabalho se reporta, bem como uma caracterização da vulnerabilidade sísmica dos mesmos.

Com o Capítulo 3, *Síntese do Comportamento Sísmico*, pretende-se efectuar um estudo do comportamento sísmico da tipologia de edifício em análise, face à acção sísmica, com base no comportamento observado em sismos ocorridos, mas também, uma análise do comportamento sísmico previsível das tipologias em estudo face a uma eventual acção sísmica.

Uma vez que a construção de novos edifícios de pequeno porte não cessará, podendo-se neste tipo de soluções intervir logo na fase de concepção e construção, recorrendo à implementação de regras que permitam um bom comportamento sísmico deste tipo de construções, que não exibem porventura grande dificuldade na sua aplicação, criam-se condições para a diminuição da vulnerabilidade sísmica do edificado. Por esta ordem de razões realiza-se o Capítulo 4, *Regras de Construção*, embora a tipologia aqui retratada, nem sempre seja enquadrada às tipologias construtivas actualmente usadas. Este facto, não pode de forma alguma contribuir para ter as regras referidas em pouco apreço, pois algumas tipologias construtivas foram abandonadas por variadas razões, nomeadamente o aparecimento de novos materiais e sua massificação, a perda de tecnologia em determinados sectores, a progressiva escassez de mão-de-obra, entre outros. Contudo, nada indica que as tipologias construtivas abordadas, como por exemplo as paredes de alvenaria de pedra, não possam num futuro próximo vir a ganhar novo ímpeto nos processos construtivos de edifícios de pequeno porte.

Posteriormente, pretende-se incidir na vertente de intervenção, com vista a melhorar o comportamento sísmico de edifícios de pequeno porte existentes (da tipologia abordada), que em grande parte dispõem de um comportamento deficiente face à acção sísmica. Neste contexto, surge então o Capítulo 5, *Reabilitação Sísmica*, onde se descreverá os procedimentos necessários e se fará um levantamento das possíveis técnicas de reforço, para as tipologias em análise. Por razões intrinsecamente ligadas a inúmeros factores aliados à sociedade portuguesa, que não cabe ao âmbito deste trabalho discutir, este tipo de intervenção estrutural tem um carácter insignificante, mesmo ao nível de edifícios de grande porte, não devendo ser esta constatação impeditiva de uma continuada e aprofundada investigação nesta área, até porque não se sabe quando virá o *sismo que mudará mentalidades*.

No *Capítulo 6* executa-se o dimensionamento de intervenção de reforço sísmico de um edifício exemplo da tipologia de estrutura de betão armado com pavimentos em lajes de vigotas pré-tensionadas, efectuando-se uma reavaliação do seu comportamento sísmico, comparando soluções alternativas de reforço.

Por fim, no *Capítulo 7*, apresentam-se as principais conclusões do trabalho desenvolvido, assim como aspectos que têm interesse desenvolver no futuro.

Na Figura 1.1, apresenta-se um esquema da organização do presente trabalho.

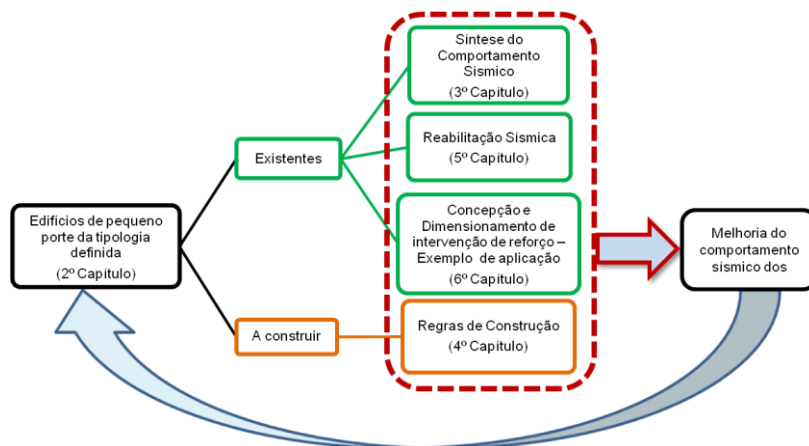


Figura 1.1. Organização esquemática do trabalho.

Capítulo 2: Tipologia e Vulnerabilidade Sísmica

2.1 Introdução

O *risco sísmico*, representa as perdas que um determinado elemento exposto sofrerá devido a acções sísmicas futuras, e a probabilidade dessas perdas ocorrerem para um determinado período de exposição, englobando então, três componentes fundamentais: (a) a caracterização da sismicidade para um dado período de exposição e região; (b) a avaliação da vulnerabilidade dos elementos expostos; e (c) a avaliação dos danos e do risco na região sísmica em análise (Carvalho, 2001). Para a mitigação do risco sísmico é então necessário ter-se conhecimento da vulnerabilidade sísmica, factor que está intimamente ligado à tipologia dos edifícios.

Estando o presente trabalho direccionado para edifícios de pequeno porte, há que salientar que a definição deste tipo de edifícios está associada à limitação das suas dimensões, tanto em planta como em altura, mas também devido ao facto da sua estrutura resistente perante as acções horizontais ser constituída predominantemente por paredes de alvenaria complementadas ou não por elementos confinantes de betão armado (Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1990). Estes edifícios são normalmente destinados à habitação, sendo os limites nas suas dimensões em altura de 2 a 3 pisos e em planta de cerca de 20m de extensão (medida paralelamente a cada uma das direcções principais), as suas paredes estão predominantemente dispostas em duas direcções ortogonais e as distâncias entre pisos são inferiores a 3,20m (Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1990).

Estes edifícios podem conter diversas tipologias construtivas, consoante a sua época construtiva, sendo importante para uma melhor percepção das mesmas efectuar uma descrição da evolução das tipologias construtivas existentes no parque habitacional em Portugal, de modo a enquadrar-se de uma forma mais clara a tipologia dos edifícios de pequeno porte que será estudada no presente trabalho.

2.2 Evolução das tipologias construtivas

A tipologia construtiva está intimamente relacionada com as características estruturais, a época de construção e com as tecnologias construtivas empregues. A sua evolução está associada aos diversos tipos de necessidades que foram surgindo ao longo do tempo, à contribuição da ciência e da técnica. No entanto, quando se efectua uma descrição da evolução das tipologias construtivas, é usual, por uma questão de facilidade de percepção, delimitar-se as tipologias construtivas a períodos históricos construtivos. Há que realçar que os principais marcos históricos não constituem fronteiras rígidas, e na maioria dos casos a alteração das tipologias não se processa de uma forma instantânea, existindo soluções de continuidade entre épocas (Cardoso, 2002). Há ainda que frisar que as épocas de construção e o tipo de estrutura se referem ao período de construção da parte estrutural do edifício. Fazendo uma análise de todas estas variáveis, pode-se efectuar uma divisão ao nível das tipologias dos edifícios, em Portugal.

Segundo Appleton (2003), *edifício antigo* é aquele que foi construído antes do advento do betão armado como material estrutural dominante, ou seja, antes do aparecimento do cimento Portland, recorrendo, portanto, a materiais e tecnologias tradicionais para a construção dos diferentes elementos constitutivos, materiais e técnicas que têm origem quase perdida no tempo. Esta definição é importante de realçar, pois é usual, na linguagem corrente, adjectivar-se um edifício de antigo definindo-o como um elemento que aparenta um estado de degradação apreciável, ou que já não cumpre certas exigências funcionais ou que pertence a uma época que normalmente não é definida.

Sousa (2006) define três grandes grupos de tipologias construtivas presentes no parque habitacional português, estando esquematizados na Figura 2.1:

1. edifícios de alvenaria¹ anteriores à consolidação do betão armado, denominados por Appleton (2003) de edifícios antigos, aos quais se juntam os edifícios de alvenaria de épocas mais recentes, mas que continuaram a ser construídos recorrendo aos materiais e às tecnologias tradicionalmente usadas ao longo do tempo;
2. edifícios em que a alvenaria exerce funções estruturais, mas que têm o auxílio dos elementos de betão armado para a sua consolidação; e
3. edifícios com estrutura de betão armado.

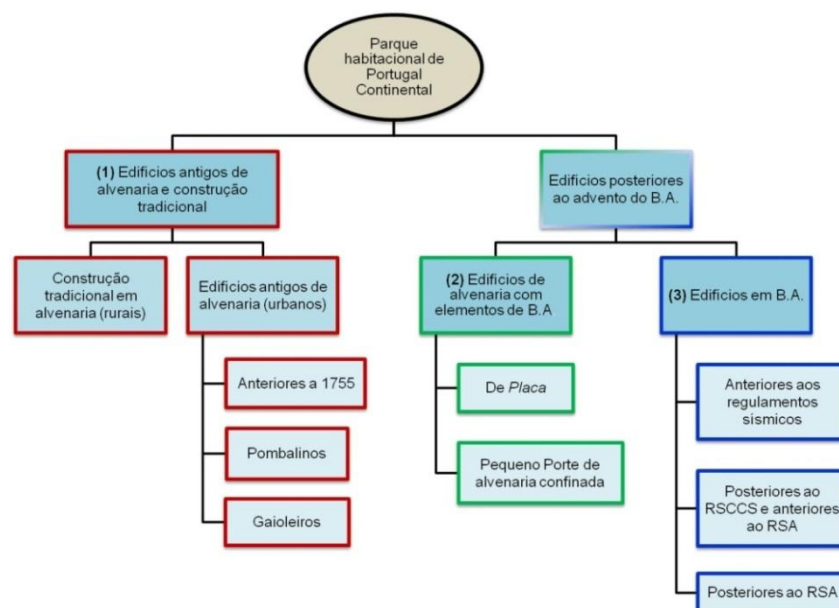


Figura 2.1. Tipologias construtivas no parque habitacional de Portugal Continental (adaptado de Sousa, 2006).

Os Edifícios com *estrutura de alvenaria* (<1755) são constituídos geralmente por dois a quatro andares, com um *pé-direito* reduzido, grande densidade de paredes e poucas aberturas (em zonas urbanas). Os pisos térreos eram geralmente constituídos por lajes de pedra, sendo os pisos elevados executados em pavimento de madeira. Em relação às paredes podem-se diferenciar relativamente aos materiais empregues e processo construtivo correspondente, em *cantaria*, *alvenaria*, e *tabiques*.

¹ Segundo Carvalho & Oliveira (1983), uma alvenaria corresponde à junção de vários elementos de um determinado material, com dimensões mais ou menos reduzidas, de formas diversas, ligadas ou não por um elemento aglutinador. Roque & Lourenço (2003) indicam que a referida associação resulta num conjunto, utilizado para executar elementos estruturais adequados para funcionar à compressão, mas com pouca capacidade de absorver esforços de flexão, corte ou de tracção.

A cantaria, constituída por pedra aparelhada, era pouco usual em edifícios tradicionais de habitação, ao contrário da alvenaria ordinária, que era geralmente constituída por blocos irregulares de pedra e por tijolos ou pedaços de tijolo interligados por argamassa de cal e areia. Em edifícios rurais era também usual usar-se a taipa e o adobe para a execução de alvenarias de parede. (Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2007)

Edifícios com *estrutura de alvenaria de época pombalina e similares (1755 a 1880)*, são edifícios cuja construção teve lugar no seguimento do sismo de 1 de Novembro de 1755, sendo construídos predominantemente na baixa lisboeta, introduzindo à época, um carácter inovador de algumas técnicas construtivas, nomeadamente da concepção anti-sísmica da *gaiola*. Estes edifícios têm pavimentos em madeira e incluem uma estrutura tridimensional de madeira (*Gaiola Pombalina*) no seu interior, encontrando-se embebida nas paredes de alvenaria de pedra, que assegura o travamento geral da estrutura (Cardoso, 2002). No norte do país não se verifica uma descontinuidade vincada entre os edifícios construídos na época precedente e procedente ao sismo de 1755, sendo que a tipologia pombalina não tem expressão nesta zona do país, pois o sismo não teve repercussões graves no edificado da mesma (Sousa, 2006).

Edifícios com *estrutura de alvenaria tipo gaioleiro (1880 a 1930)* são caracterizados pela ausência da continuidade estrutural e tridimensional, onde as soluções para a ligação entre as paredes da fachada, das paredes e dos pavimentos são poucas adequadas. As técnicas de construção deste tipo de edifícios são precárias, tendo-se observado uma simplificação e alteração dos sistemas estruturais implementados após o sismo de 1755. Alguns exemplos desta deturpação são o abandono da estrutura anti-sísmica em gaiola pombalina, o aumento da altura do edifício, do seu pé-direito e da sua empena (Silva, 2001).

Efectivamente, até ao início do século XX, a utilização da alvenaria como sistema estrutural, encontrava-se consagrado, sendo praticamente o sistema construtivo predominante em Portugal Continental (Sousa 2006). O advento do betão armado no final século XIX² (em Portugal) marcou o início do declínio da construção em alvenaria, introduzindo alterações profundas nos processos construtivos, não só pela crescente massificação do seu emprego, mas também pela sua utilização nos sistemas estruturais. No entanto, por volta de 1930, é que se observa uma marcada transição entre os edifícios de alvenaria e os de betão armado, surgindo nos centros urbanos os edifícios de *placa*, também designados por edifícios *estrutura mista de alvenaria e betão (1930 a 1940)*, (Sousa, 2006). O betão começou a ser usado numa primeira fase na execução de vigas e posteriormente em lajes maciças, substituindo gradualmente pavimentos de madeira nas várias divisões duma habitação. Neste tipo de edifícios, as lajes descarregam directamente nas paredes de alvenaria e quando devidamente ligadas às mesmas conferem um bom travamento horizontal (Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2007). As vigas de betão armado, começam também a ser utilizadas, principalmente ao nível do rés-do-chão e o pé-direito reduz-se para cerca de 3 metros (Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2007). As paredes exteriores são de alvenaria de pedra de razoável qualidade, enquanto as paredes interiores são na maioria de alvenaria de tijolo (Sousa, 2006).

² Segundo Viseu (1993), em 1984 iniciou-se em Portugal, a fabricação do cimento portland, em Alhandra, e as primeiras estruturas de betão armado construídas em Portugal remontam a 1898.

O abandono da utilização da alvenaria de pedra foi efectuado com desfasamentos temporais, consoante a localização geográfica. Na região sul, nomeadamente o Algarve, devido à escassez de pedra de melhor qualidade face às restantes regiões, a solução de paredes de alvenaria foi abandonada mais rapidamente. É de notar que este tipo de alvenaria foi empregue durante um período mais alargado nas zonas rurais do que em urbanas.

A partir do final da década de 40 do século XX, o uso do betão armado em Portugal teve uma expansão expressiva, ganhando destaque face a técnicas tradicionais empregues até então (Appleton, 2003), estendendo-se o seu uso progressivamente à totalidade da estrutura. No entanto, os edifícios de pequeno porte, continuam a ser construídos fundamentalmente por alvenaria, mas constituída por novos materiais introduzidos, tais como o tijolo cerâmico e os blocos de betão, que substituíram mesmo em muitas zonas rurais os materiais naturais transformados na própria região (Appleton, 1991, citado em Sousa, 2006). O sistema estrutural é fundamentalmente constituído por um conjunto de paredes resistentes de alvenaria ortogonais entre si, ligadas às lajes e à cobertura (Coelho, 2003).

Os *sistemas estruturais de betão armado*, em Portugal, remontam à década de 30 e 40, ganhando uma notória expressão na década de 50 (Sousa 2006). São constituídos por estruturas porticadas, preenchidas na periferia por paredes duplas de alvenaria de tijolo e nas divisões interiores por paredes de alvenaria simples, sendo os pavimentos constituídos por lajes maciças de betão armado, numa fase inicial (Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2007). Marcos importantes na evolução do dimensionamento deste tipo de edifícios são o aparecimento dos regulamentos sismo-resistentes: (a) regulamento de segurança das construções contra sismos (RSCCS), em 1958; e (b) regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes (RSA), em 1983. Os edifícios de betão armado anteriores aos regulamentos referidos, não eram dimensionados para resistir a sismos, sendo mais vulneráveis do que os seus sucessores, mas menos que os edifícios de placa (Sousa, 2006). Com a entrada em vigor do RSCSS, a localização geográfica do edifício tem implicações no dimensionamento da estrutura, sendo imposta uma resistência crescente do norte para o sul do país. O aparecimento do RSA, de entre muitas inovações, vem introduzir uma maior resistência aos edifícios, bem como a possibilidade de dimensionamento “em ductilidade”.

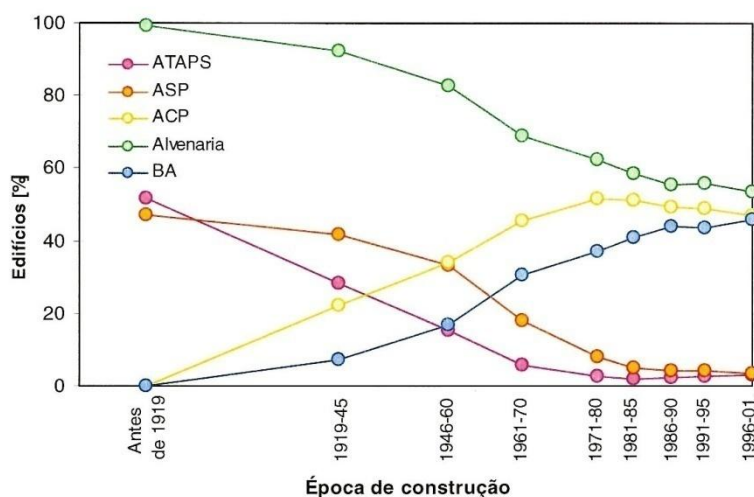
Os edifícios recentes de betão armado são caracterizados por uma grande variedade, tanto em altura, porte, soluções estruturais, geometria, entre outros aspectos. Na década de 90 do século XX, generalizou-se o uso de novos sistemas estruturais, tais como as lajes fungiformes. No Quadro 2.1, efectua-se uma síntese dos materiais estruturais das tipologias mencionadas.

Quadro 2.1. Síntese das evoluções tipológicas de edifícios e respectivos materiais estruturais utilizados

Tipo de Edifício	Principais materiais estruturais utilizados
Pré-pombalino (<1755)	Alvenaria e Madeira
Época pombalina e similares (1755 a 1880)	
Gaioleiro (1880 a 1930)	
Estrutura mista de alvenaria e betão ou de placa (1930 a 1940):	Alvenaria e betão
Pequeno porte de alvenaria confinada (>1940)	
Estrutura de betão armado (>1940)	Betão

Nota. A evolução da tipologia referida, em muitos aspectos reporta-se à cidade de Lisboa, podendo não retratar de forma exacta o que sucede em todo o território nacional. No entanto, pensa-se que esta evolução é abrangente, permitindo uma franca e elementar percepção da evolução da tipologia construtiva no país. É também mais uma vez, importante frisar que os períodos mencionados não constituem fronteiras temporais rígidas.

É ainda importante de realçar, pela observação da Figura 2.2, que os edifícios de alvenaria estrutural predominam no parque habitacional construído nas últimas décadas (graças aos edifícios de alvenaria com elementos de betão armado), apesar da sua diminuição gradual ao longo do século XX, em oposição do que se observou nos edifícios de betão armado (Sousa, 2006).



ATAPS: estrutura de paredes de adobe, taipa ou alvenaria de pedra solta
 ASP: estrutura de paredes de alvenaria argamassada, sem placa
 ACP: estrutura de paredes de alvenaria argamassada, com placa
 Alvenaria: ATAPS+ASP+ACP
 BA: estrutura de betão armado

Figura 2.2. Comparação das percentagens de edifícios com tipo de estrutura de alvenaria e de betão armado existentes no parque habitacional de Portugal Continental, à data dos Censos 2001 e construídos em épocas distintas (Sousa, 2006).

2.3 Definição da tipologia

A tipologia de edifício de pequeno porte a que o presente trabalho se refere, tendo por base a descrição da evolução tipológica efectuada em 2.2, insere-se em edifícios de alvenaria com elementos de betão armado (estrutura mista de alvenaria e betão) e edifícios de betão armado com pavimento em laje de vigotas pré-tensionadas. No entanto, mesmo dentro desta tipologia, os diversos elementos dum edifício, exibem algumas variedades ao nível dos materiais e das tecnologias empregues. Estas variedades, na generalidade, diferem consoante a localização dos edifícios seja um ambiente rural ou urbano, ou mesmo conforme a localização no território nacional (disponibilidade de materiais). Desta forma far-se-á uma abordagem generalista, referenciando-se as situações particulares, quando oportuno.

2.3.1 Construções rurais

Em ambiente rural, o tipo de construção existente em Portugal, no que se refere aos edifícios de pequeno porte, são moradias, constituídas geralmente por 2 pisos. Muitas delas são constituídas somente pelo piso térreo, enquanto outras dispõem de um piso térreo destinado à habitação, ou ao comércio ou para outro tipo de funcionalidades inerentes à actividade rural. Em zonas com uma densidade populacional maior, é frequente observarem-se edifícios agrupados, geralmente em linha, contrariamente ao que a própria definição de moradia sugere. Na Figura 2.3 podem observar-se exemplos de construção em ambiente rural.



Figura 2.3 a) Moradia



Figura 2.3 b) Edifícios agrupadas em linha

Figura 2.3. Construções de pequeno porte em ambiente rural.

É de realçar, que devido a factores de cariz logístico, nem sempre ao longo dos tempos os edifícios construídos em zonas rurais tiveram um acompanhamento técnico adequado, o que resulta numa utilização de técnicas construtivas e materiais muito diversa, com grande base no empirismo, que em muitos casos não é de menosprezar.

2.3.2 Construções urbanas

Nas áreas urbanas, os edifícios de pequeno porte são construções que normalmente atingem os limites para poderem ser classificados como tal, ou seja, 3 pisos, limitação das dimensões em planta e de pé direito, referidas no início do corrente capítulo. As construções existentes inserem-se num grande intervalo temporal, tendo geralmente sofrido alterações na sua tipologia até aos dias de hoje.

Nestes tecidos urbanos, estas construções encontram-se implantadas usualmente em quarteirão, ou em linha. Tal como nas construções rurais, o piso térreo também é destinado em algumas situações, para actividades comerciais, sendo os pisos superiores destinados à habitação, como se pode observar na Figura 2.4.



Figura 2.4 a) Implantação em linha



Figura 2.4 b) Piso térreo destinado ao comércio

Figura 2.4. Construções de pequeno porte em ambiente urbano.

2.3.3 Elementos estruturais

Elementos estruturais são elementos que têm como função resistir a esforços a que a estrutura é submetida quando sujeita às diversas acções impostas. Existem algumas diferenças ao nível destes elementos, entre as duas tipologias definidas em 2.3.

2.3.3.1 Estrutura mista de alvenaria e betão

a) Fundações

As fundações deste tipo de edifícios são habitualmente constituídas por sapatas contínuas de modo a suportarem as paredes resistentes, constituídas também por alvenaria de pedra ou de tijolo, não se distanciando muito da constituição das paredes. Para uma dada parede, a sua fundação apresenta uma sobrelargura, principalmente porque a fundação faz a transição entre a parede de alvenaria e a fundação, que é um elemento menos resistente, sendo que para suportar uma mesma compressão um elemento menos resistente necessita de uma área superior (Appleton, 2003).

Há que fazer a distinção entre as fundações na zona de cunhal e as que suportam paredes. Nas zonas de cunhal³, as pedras utilizadas na fundação são de melhor qualidade face à utilizada nas restantes zonas, exibindo formas e dimensões pouco apropriadas para serem utilizadas em paredes de elevação. Nestas zonas as sapatas são levadas ao “firme”, sendo as pedras colocadas em duas direcções ortogonais. Um esquema desta zona das fundações é apresentado na Figura 2.5 e na Figura 2.6.

³ Cunhal é o ângulo formado por duas fachadas de um edifício, onde se impõe a ligação perfeita entre estas (Branco, 1993).

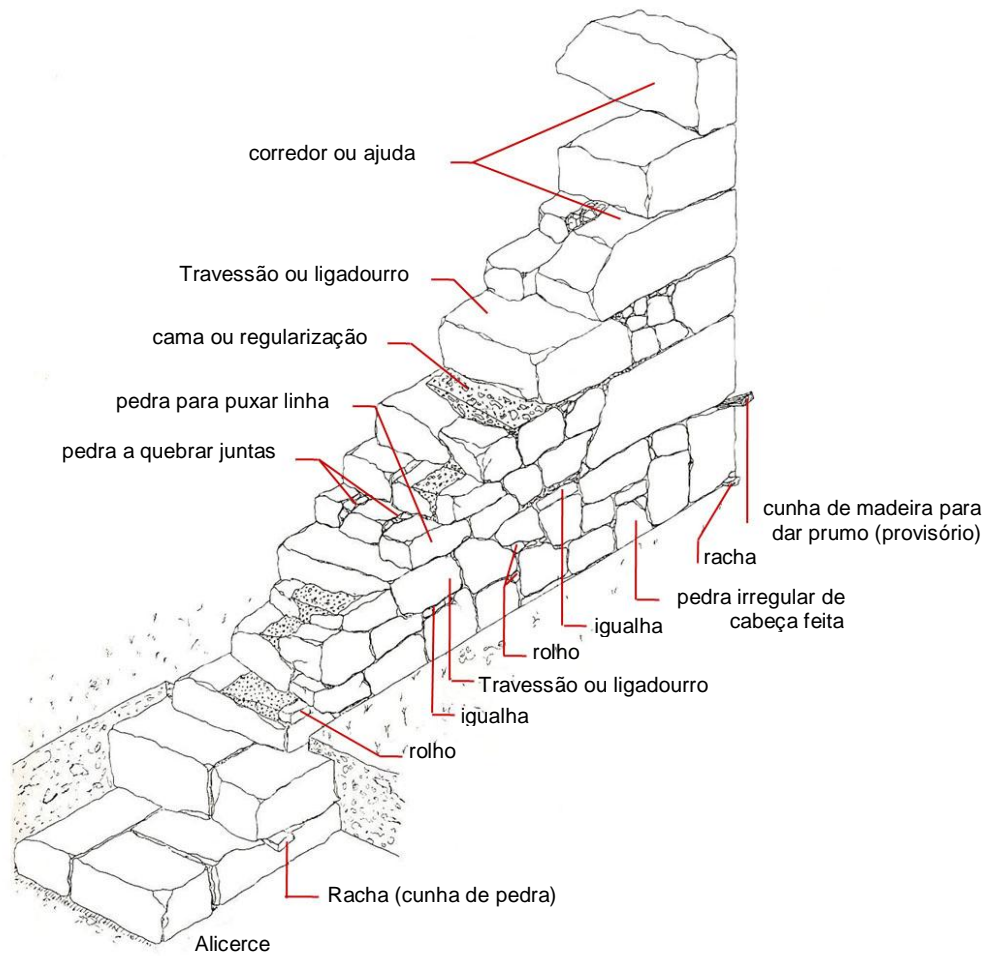


Figura 2.5. Perspectiva esquemática de cunhal com identificação dos diferentes constituintes (Guedes, & Oliveira, 1992).

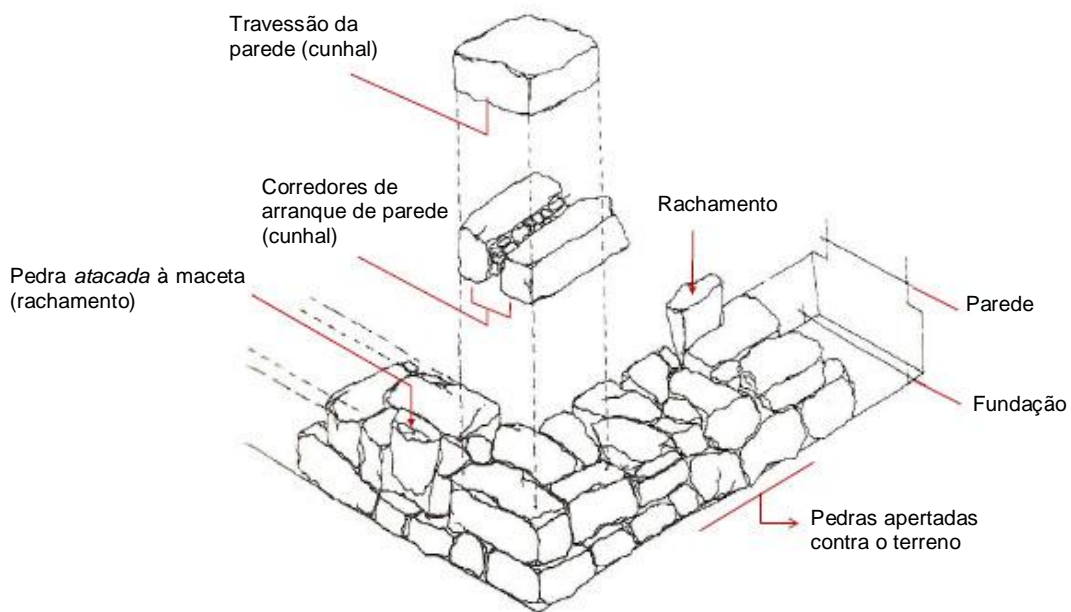


Figura 2.6. Esquema de fundação de alvenaria (Guedes, & Oliveira, 1992).

Para as zonas de fundação com vista a suportar os panos da parede, a alvenaria utilizada é mais pobre comparativamente à da parede que a suporta, sendo a parte central das fundações cheia com pedras de baixa qualidade, nomeadamente a “pedra cascalho”.

b) Paredes

As paredes de carácter estrutural são muito usuais neste tipo de edifícios de pequeno porte, sendo executadas geralmente sem um dimensionamento específico. Estas paredes designam-se por paredes resistentes, pois têm um papel fundamental na estrutura do edifício, no que se refere à resistência a cargas verticais, nomeadamente de natureza gravítica, mas também no que concerne à resistência face a acções horizontais, tais como o vento e os sismos (Appleton, 2003).

As paredes resistentes são constituídas por alvenaria de pedra, podendo o seu tipo, qualidade, e técnica de aplicação variar muito consoante a localização geográfica da construção. No norte do país existe predominância dos granitos, na região de Lisboa dos calcários, nas ilhas dos basaltos, e na região sul do país existe uma variedade de rochas sedimentares, tais como, xistos, conglomerados e calcários. Na *Figura 2.7 a)* encontra-se uma parede de alvenaria de pedra típica da região norte do país, enquanto na *Figura 2.7 b)* uma parede de alvenaria da região do Algarve, onde se encontra uma grande variedade do tipo de pedra empregue.



Figura 2.7 a) Alvenaria de granito (região Norte)



Figura 2.7 b) Alvenaria de diversos tipos de pedra (Algarve)

Figura 2.7. Soluções de paredes de alvenaria recorrendo a diferentes tipos de pedra.

Quanto à utilização ou não de argamassa para a solidarização dos elementos da alvenaria, pode-se distinguir dois tipos de alvenaria: (a) a *ordinária*, normalmente constituída por pedras irregulares ligadas por uma argamassa, que em muitos casos é de fraca qualidade e utilizada em pouca quantidade; e (b) a *seca*, que dispensa o uso de argamassa, sendo as pedras dispostas de forma a produzir-se um encaixe cuidado, recorrendo também a pedras de dimensões inferiores e tirando partido do elevado peso próprio do conjunto para se conseguir a estabilidade global.

Do ponto de vista de regularidade das faces das pedras, pode-se classificar a alvenaria de *tradicional*, em que as pedras são irregulares, ou de *aparelhada*, quando as pedras têm faces regulares com forma relativamente bem definida, utilizando-se argamassa em camadas finas. É de

destacar que a alvenaria construída em Portugal, na fase da sua maior utilização, era de alvenaria tradicional revestida.

Existem também paredes de alvenaria de duas folhas ou “parede dobrada”, executada com pedras de comprimento ligeiramente superior a metade da espessura da parede, colocadas de forma a constituírem um *imbricado* de qualidade, sendo o enchimento das paredes feito com diversas espécies de reboco, tais como mistura de barro e cal sobre o qual é aplicada uma argamassa de cal e areia (Guedes & Oliveira, 1992).



Figura 2.8. Alvenaria de pedra de duas folhas.

É ainda de realçar, a elevada espessura, que a alvenaria de pedra apresenta, muitas vezes ligada ao empirismo, mas com justificação de natureza estrutural e mecânica. Como é sabido, os materiais constituintes destas paredes não apresentam resistência à tracção, resistindo de um forma razoável a esforços de compressão e pouco a esforços de corte. Por conseguinte, a espessura deste tipo de paredes, implica um elevado peso próprio e, portanto a compressão resultante funciona como força estabilizadora face a forças horizontais deslizantes e derrubamentos, como por exemplo, impulsos de terras ou de elementos estruturais e sismos (Appleton, 2003). O aumento da espessura contribui para a diminuição do risco de instabilidade, pois a sua esbelteza é diminuta. É de frisar, o facto de simultaneamente ao aumento do peso próprio, estabilizador, o incremento da largura da parede implicar o aumento da dimensão do núcleo central, o que traz como vantagem o aumento da capacidade da parede suportar forças de derrubamento, sem que se corra o risco de ocorrerem tensões de tracção, às quais estariam associadas fendilhações do material (Appleton, 2003).

As paredes interiores, em muitos casos, são também constituídas por alvenaria de pedra, normalmente apenas nos pisos inferiores, tendo funções estruturais em construções de maior porte. As restantes paredes interiores, designadas também por paredes divisórias, são muitas vezes, constituídas por alvenaria de tijolo.

c) Cunhais

Esta ligação deve ser objecto de travamento muito cuidado, procurando-se conferir-lhe boas características de resistência, através de uma maior densidade de pedra aparelhada de melhor qualidade face à restante alvenaria. Nos casos mais simples, o cunhal é constituído por cantarias⁴,

⁴ As pedras de cantaria são talhadas e facetadas por medida para desempenharem uma função em lugar pré-determinado no conjunto em que se inserem (Branco, 1993).

dispostas alternadamente nas duas direcções ortogonais e alinhadas à prumada da intersecção das faces exteriores das duas paredes (Guedes & Oliveira, 1992), como se pode observar na Figura 2.9. No caso de prédios contíguos, as ligações entre as duas paredes de fachada e a parede de meeira são executadas com travamento nas duas direcções e travamento nos 3 sentidos (Guedes & Oliveira, 1992).



Figura 2.9 a) Cunhal de uma moradia

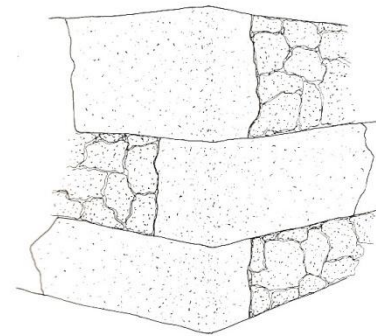


Figura 2.9 b) Esquema de Cunhal (Guedes & Oliveira, 1992)

Figura 2.9. Cunhais.

d) Pavimento

Os pavimentos são constituídos por laje maciça de betão armado, sendo uma estrutura betonada *in-situ*. Nos edifícios de pequeno porte aqui retratados, as lajes descarregam directamente nas paredes resistentes. Na Figura 2.10, pode-se observar a betonagem de uma laje maciça de betão armado, que apresenta um comportamento bidireccional (laje armada nas duas direcções principais), situação corrente no tipo de edifícios em análise, devido à sua geometria e às condições de apoio.



Figura 2.10. Betonagem de uma laje maciça.

e) Cobertura

As estruturas da cobertura dos edifícios mistos de alvenaria e betão, são executadas em madeira, e as telhas assentam sobre ripas. Existe, no entanto, uma grande variabilidade de soluções, quer de geometria, quer a nível da forma estrutural, quer ao nível dos revestimentos e isolamentos, aumentando de complexidade consoante a importância do edifício. Este tipo de estrutura ainda é em determinados casos, a solução construtiva para coberturas, devido ao seu reduzido peso próprio, face a outro tipo de soluções.

Na Figura 2.11 e Figura 2.12 apresentam-se possíveis soluções estruturais para uma cobertura de madeira e na Figura 2.13 coberturas de águas múltiplas.

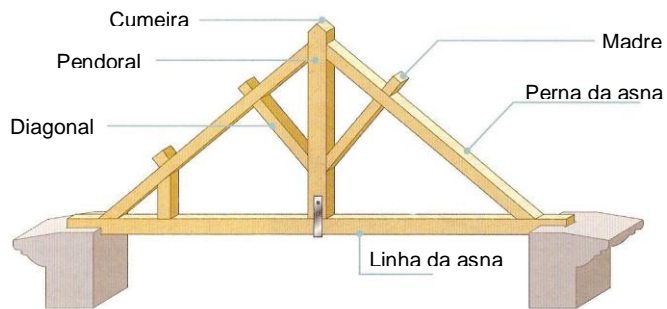


Figura 2.11 a)



Figura 2.11 b)

- a) Esquema de uma estrutura de cobertura
- b) Pormenor de apoio de asna em mísula de pedra

Figura 2.11. Estrutura tipo de uma cobertura (Appleton, 2003).

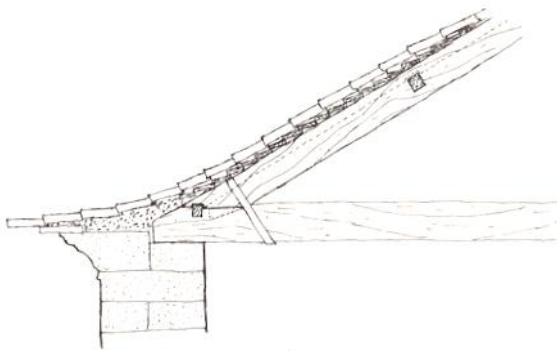


Figura 2.12 a) em tesoura

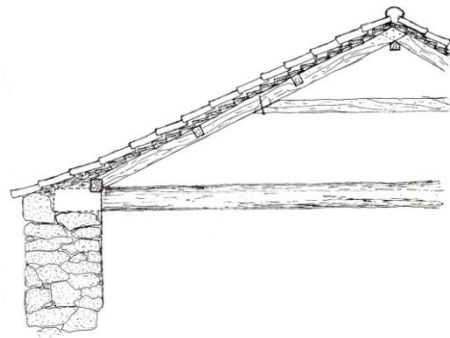


Figura 2.12 b) à francesa

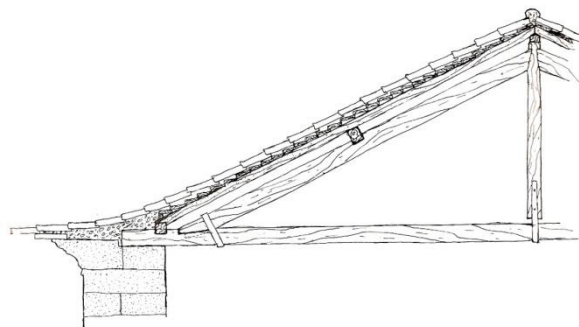


Figura 2.12 c) a cavalo

Figura 2.12. Algumas soluções estruturais correntemente utilizadas para coberturas (Guedes & Oliveira, 1992).



Figura 2.13 a) Solução de 4 águas



Figura 2.13 b) Solução de 2 águas

Figura 2.13. Coberturas constituídas por águas múltiplas.

2.3.3.2 Estrutura de betão armado com laje de vigotas pré-tensionadas

Na generalidade dos casos, existe uma diferença substancial em termos do encaminhamento das cargas, deste tipo de edifício em relação aos retratados em 2.3.3.1, pois enquanto nos anteriores os pavimentos descarregam as cargas directamente nas paredes que posteriormente descarregam nas fundações, nesta tipologia os pavimentos descarregam as cargas nas vigas, que posteriormente descarregam nos pilares, encaminhado as cargas para as fundações. No entanto, existem casos em que este tipo de edifícios poderão apresentar paredes resistentes.



Figura 2.14. Moradia em construção, com estrutura de betão armado e laje de vigotas pré-tensionadas.

a) Fundações

As fundações deste tipo de edifícios são superficiais, pois as cargas transmitidas ao terreno são baixas, sendo exclusivamente transmitidas pela face inferior do elemento de fundação e a pequenas profundidades. As fundações são geralmente constituídas por sapatas isoladas de betão armado (Figura 2.15), podendo em alguns casos ser ligadas através de vigas de fundação, caso o terreno exiba condições variáveis, o que não é muito usual ocorrer em edifícios de pequeno porte, que normalmente exibem uma área de implantação reduzida. No caso de se optar por uma solução de paredes resistentes, pode-se recorrer a uma solução de sapatas contínuas.



Figura 2.15. Fundações executadas através de sapatas isoladas.

b) Paredes

Na maioria dos casos, as paredes não têm um carácter estrutural, sendo formadas por alvenaria de *enchimento*, constituídas por troços de alvenaria simples⁵ delimitada em todo o perímetro por elementos de betão armado (cintas e montantes), convenientemente solidarizados com a alvenaria, como se pode visualizar na Figura 2.14.

c) Pavimento

Os pavimentos são constituídos por vigotas prefabricadas de betão (com pré-esforço de pré-tensão), onde assentam blocos que servem de cofragem. Estes blocos podem ser vazados de betão normal, vazados ou maciços de betão leve, ou blocos cerâmicos vazados, tendo estes últimos uma utilização mais corrente.

O campo de aplicação deste tipo de pavimento é principalmente nas moradias. O seu funcionamento é semelhante a uma laje maciça que contenha armadura resistente unidireccional, sendo de elevada importância que se assegure e mantenha a aderência entre o betão complementar e as vigotas. Na maioria dos casos, conjuntamente com o betão complementar, é colocada somente uma malha electrossoldada por cima das abobadilhas.

Este tipo de solução face à laje maciça permite uma redução do peso próprio, mas confere um pior comportamento em diversos aspectos, nomeadamente face a acções sísmicas, pois o seu contraventamento é menor. Um exemplo de aplicação e um esquema representativo deste tipo de solução podem ser observados na Figura 2.16.



Figura 2.16 a) Aplicação numa moradia



Figura 2.16 b) Abobadilha Cerâmica

⁵ Alvenaria simples é constituída por elementos solidarizados por uma argamassa e que apresentam um comportamento pouco dúctil.

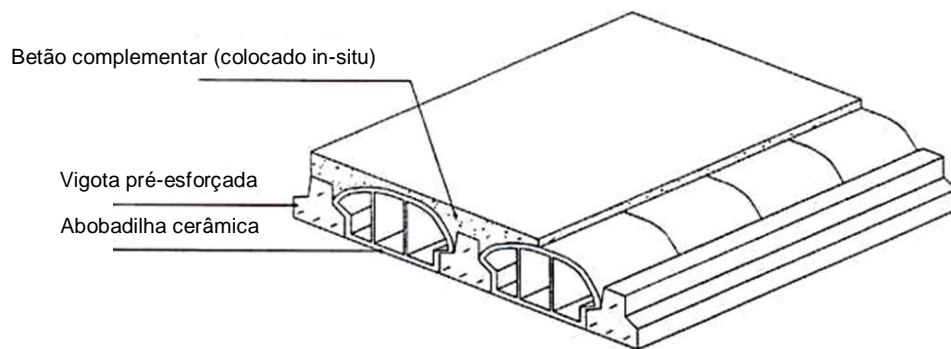


Figura 2.16 c) Esquema representativo (Brito, 2003)

Figura 2.16. Laje de vigotas pré-tensionadas.

Neste tipo de solução de pavimento, para melhorar o seu contraventamento são executados tarugos afastados da ordem dos 2 m, que são zonas maciças de betão armado, transversais às vigotas, como se pode observar na Figura 2.17.



Figura 2.17. Execução de tarugos, numa solução de pavimento de laje de vigotas pré-tensionadas com blocos de betão leve.

É de referir que pormenores relativos à execução deste tipo de pavimentos, com vista a bom comportamento sísmico, serão abordados no Capítulo 4: Regras de Construção.

d) Cobertura

A cobertura deste tipo de solução construtiva pode ser constituída de forma semelhante à descrita em 2.3.3.1 e), sendo que em algumas construções mais recentes se utilizem ripas de betão armado, ou mesmo laje de vigotas pré-tensionadas (laje de esteira) onde as telhas assentam. Encontram-se, contudo, algumas soluções recorrendo a uma laje em terraço, como se pode observar na Figura 2.18, executadas com o mesmo tipo de solução referida no ponto anterior.



Figura 2.18. Cobertura executada em laje de terraço.

2.3.4 Elementos não estruturais

Os elementos não estruturais são elementos acessórios aos edifícios, tais como elementos salientes, paredes de alvenaria sem carácter resistente (normalmente alvenaria de tijolo como se visualiza na Figura 2.19 c)), mas que podem ter um contributo importante no comportamento sísmico do edifício. Elementos salientes de diversos portes podem ser observados na Figura 2.19 a) e na Figura 2.19 b).



Figura 2.19 a) Chaminé, Elemento saliente



Figura 2.19 b) Elementos salientes



Figura 2.19 c) Parede de alvenaria de tijolo.

Figura 2.19. Exemplos de elementos não estruturais.

2.4 Vulnerabilidade sísmica

Os principais factores que condicionam a vulnerabilidade sísmica são em primeiro lugar, os seus elementos resistentes, mas também a disposição dos sistemas estruturais (dimensões e forma em planta, número de pisos e configuração em altura, e distribuição da massa), as disposições de projecto, a qualidade da prática construtiva, o seu estado de conservação, a época de construção e ainda os materiais, métodos e tecnologias construtivas da região onde se localizam os edifícios (Coelho, 2003). Para além destes factores, o aumento da vulnerabilidade sísmica no edificado português, deve-se a erros cometidos a diversos níveis, nomeadamente na localização de centros urbanos em zonas de maior incidência sísmica, na definição das acções sísmicas, na escolha do sistema estrutural e na ausência de campanhas para reforço das estruturas mais debilitadas (Oliveira, 2005).

A tipologia de estrutura mista de alvenaria e betão confere uma rigidez bastante elevada e a sua resistência sísmica é fortemente dependente da capacidade dos elementos estruturais transmitirem aos elementos de fundação as forças de inércia geradas na estrutura devido à acção sísmica, sem a ocorrência de colapso. No entanto, mesmo que os elementos estruturais exerçam a função referida, há que garantir uma adequada ligação entre os mesmos (paredes-cobertura, paredes-pavimento, e parede-parede), para que a resistência sísmica do edifício seja adequada e a estabilidade global do mesmo assegurada. (Coelho, 2003)

Para além das ligações entre os elementos estruturais, a vulnerabilidade sísmica da tipologia indicada é bastante condicionada pela elevada possibilidade de desagregação dos panos de alvenaria, devido às acelerações provocadas pela acção sísmica perpendicularmente aos planos das paredes. Esta desagregação poderá causar sérios danos na restante estrutura, o que compromete gravemente a sua estabilidade, levando em última instância ao colapso.

A vulnerabilidade deste tipo de edifícios é então relativamente elevada, sendo de realçar as seguintes causas (Coelho, 2003):

1. *ligações deficientes ou inadequadas*, entre os vários elementos. Quando as ligações entre as paredes perpendiculares são insuficientes ou apresentam deficiências, o efeito benéfico de contraventamento conferido pelas paredes transversais (paralelas à direcção da acção do sismo) reduz-se consideravelmente. A deficiência das ligações entre as paredes e os pavimentos ou as coberturas, como o caso de *entregas* insuficientes, a superfície de apoio pode não ser suficiente para suportar os deslocamentos horizontais impostos pela acção sísmica;
2. *a utilização de material constituinte da alvenaria (tijolos ou blocos e argamassas) de baixa resistência*, inadequadamente ligados, o que constitui conseqüentemente uma alvenaria de fraca qualidade;
3. *baixa rigidez das coberturas no seu plano*, o que pode comprometer muito a transmissão das forças de inércia às paredes resistentes;
4. *deterioração dos materiais e a degradação das estruturas* com o desenrolar do tempo. Este facto é agravado na maioria das situações, pois geralmente não são adoptadas com o decorrer da vida da estrutura, quaisquer medidas de conservação; e

5. introdução de sucessivas alterações na estrutura, nem sempre executadas de forma fundamentada.

Perante esta análise poder-se-á depreender as possíveis zonas críticas deste tipo de edifícios, ilustrando-se na Figura 2.20, as zonas críticas numa moradia, face à acção sísmica.

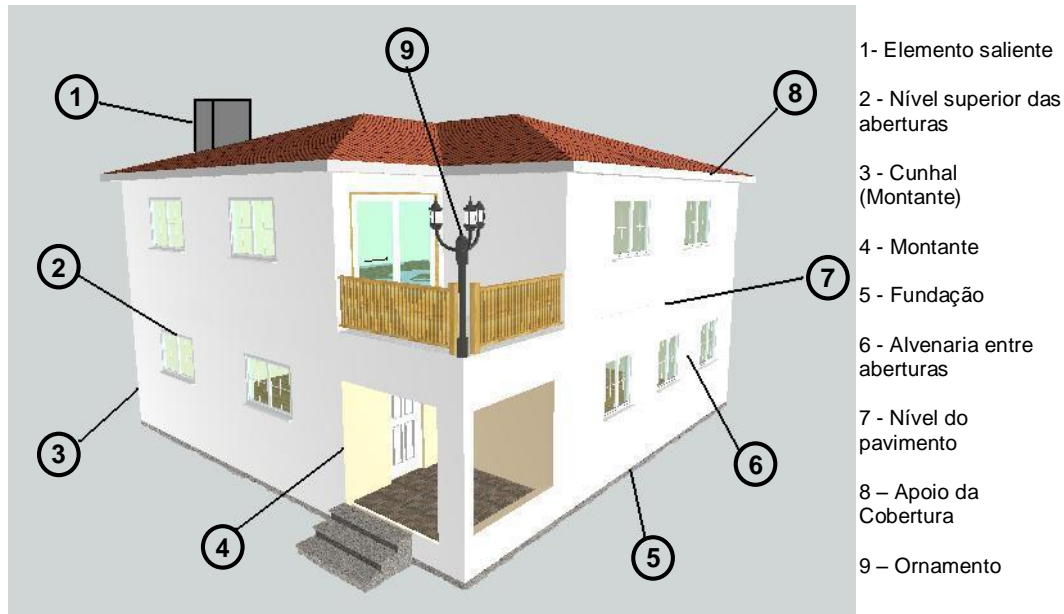


Figura 2.20. Zonas críticas face à acção sísmica (adaptado de Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1982).

Relativamente aos edifícios de betão armado com pavimento de vigotas pré-tensionadas, a vulnerabilidade sísmica é menos condicionada pelos pontos 1 e 2 referidos anteriormente, comparativamente à tipologia de estrutura mista de alvenaria e betão, uma vez que a sua estrutura é porticada e, por conseguinte, não é conferida à alvenaria um carácter estrutural. Pensa-se que uma vez cumpridas regras de concepção e execução adequadas, este tipo de edifícios apresentam uma vulnerabilidade sísmica relativamente baixa.

Capítulo 3: Síntese do Comportamento Sísmico

3.1 Introdução

O comportamento sísmico das construções está intimamente relacionado com um enorme conjunto de factores, tomando especial enfoque o valor da acção sísmica actuante na fundação, a tipologia construtiva, a qualidade da construção e um conjunto de pormenores construtivos. Para além destes factores, o comportamento sísmico poderá ser agravado devido a erros de cariz geométrico ao nível da concepção.

A síntese do comportamento sísmico de uma determinada tipologia de edifícios está um pouco limitada à observação dos danos provocados após a ocorrência de sismos severos. No entanto, existem determinados tipos de comportamento expectáveis perante uma solicitação sísmica.

3.2 Considerações gerais

Os sismos são o resultado de uma libertação de energia, que se propaga por intermédio de ondas sísmicas, que ao actuarem sobre as construções provocam a sua vibração, tanto na direcção horizontal como na vertical. Nas construções correntes as vibrações horizontais são as mais importantes, sendo que as vibrações verticais ganham especial relevo em construções que se situem próximas da zona do epicentro⁶.

As vibrações horizontais induzem forças de inércia laterais, que são devidas à resistência que a construção oferece em pôr-se em movimento em conjunto com a vibração muito irregular do solo, efeito ilustrado na Figura 3.1. Este efeito conduz a forças tanto maiores quanto maior for a aceleração na base da construção, assim como quanto mais pesados forem os elementos constituintes da mesma. Por outro lado, quanto maior a rigidez dos elementos referidos, maiores serão as forças que se oporão à sua deformação. (Carvalho & Oliveira, 1983)

O grande problema dos sismos sobre as construções ocorre quando a energia provocada pela acção sísmica, que actua nas fundações se situa numa gama de frequências que coincide com as frequências de vibração da estrutura, o que conduz a fenómenos de ressonância, provocando consequências desastrosas (Oliveira, 2005).

Há que não descurar o aspecto da implantação em conjunto dos edifícios, que confere um comportamento distinto das construções isoladas. No presente capítulo não se fará uma análise detalhada deste tipo de implantação, pois é um aspecto complexo que está fora do âmbito do presente trabalho.

⁶ Ao local em profundidade onde se dá a libertação de energia, dá-se o nome de *foco ou hipocentro*. O ponto à superfície, na vertical do foco é o *epicentro* e corresponde à zona onde o sismo é sentido com maior *intensidade*, parâmetro que caracteriza os efeitos produzidos por um sismo nas pessoas, objectos, estruturas construídas e meio ambiente, num determinado local. (Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 2007)

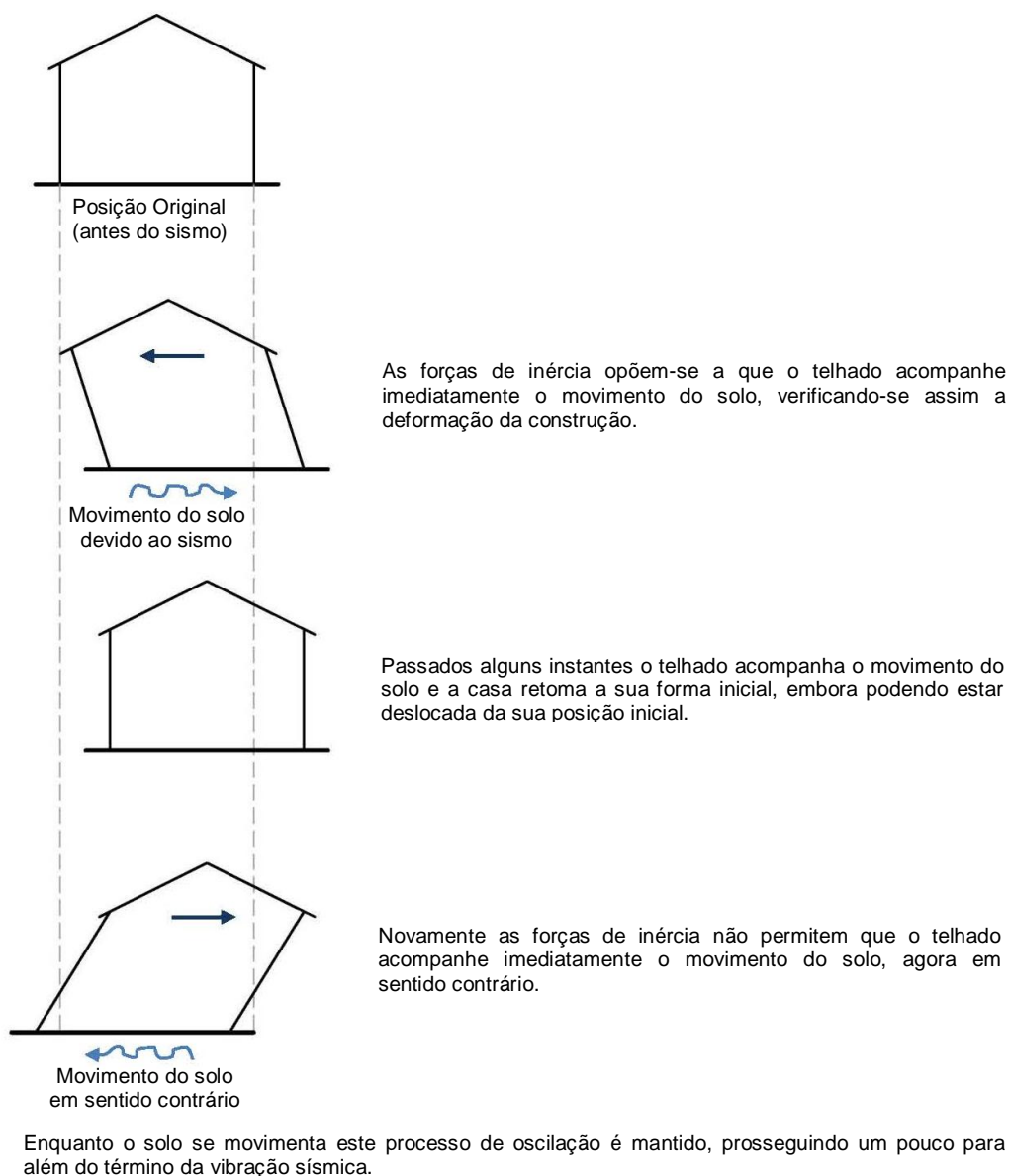






Figura 3.1. Acção da vibração sísmica sobre uma construção (Carvalho & Oliveira, 1983).

No Quadro 3.1 faz-se uma classificação dos danos para edifícios de alvenaria, segundo a escala macrosísmica europeia.

Quadro 3.1. Classificação dos danos (adaptado de Grünthal, 1998)

Classe de Danos	Descrição geral dos danos	
Grau 1: Danos desprezáveis a leves	<ul style="list-style-type: none"> - Fendilhação ligeira em algumas paredes; - Queda de reboco em zonas limitadas; - Poucos casos de queda de pedras soltas, de zonas superiores dos edifícios. 	

<p>Grau 2: Danos moderados (danos estruturais ligeiros, danos não estruturais moderados)</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Fendilhação em muitas paredes; - Queda de rebocos com dimensões importantes; - Colapsos parciais de chaminés. 	
<p>Grau 3: Danos substanciais a severos (danos estruturais moderados, danos não estruturais severos)</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Fendilhação larga e profunda na maioria das paredes; - Desagregação das telhas da cobertura; - Rotura das chaminés no plano da cobertura; - Rotura de elementos não estruturais como paredes divisórias e parte triangular das empenas junto ao telhado. 	
<p>Grau 4: Danos muito severos</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Rotura de paredes; - Rotura parcial de pavimentos e cobertura. 	
<p>Grau 5: Colapso</p>	<ul style="list-style-type: none"> - Grande parte ou a totalidade do edifício em ruína. 	

É de frisar que os danos ocorridos num edifício devido à acção de um sismo dependem fortemente da relação entre a solicitação sísmica a que foi sujeito e a resistência do mesmo a essa solicitação.

3.3 Comportamento dos elementos constituintes das construções

Perante uma acção sísmica, um edifício comporta-se com um todo, ou seja, como um conjunto de elementos interligados, garantido que todos os elementos que constituem uma construção apresentem um boa interligação. Esta interligação faz com que o comportamento de um dado elemento não esteja dissociado de outro(s). No entanto, far-se-á isoladamente, uma análise do comportamento dos diferentes elementos constituintes de um edifício.

3.3.1 Alvenarias

Uma característica comum aos vários tipos de alvenaria, como referido no ponto 2.3.3.1 b), é o facto de apresentarem uma boa resistência a esforços de compressão, nomeadamente aos devidos ao seu peso próprio ou devidos a cargas provenientes dos pavimentos e coberturas. Pelo contrário, a aptidão das mesmas perante outro tipo de esforços, particularmente os inerentes à acção sísmica, é muito variável, podendo ir desde a total inaptidão até a uma resistência satisfatória (Carvalho & Oliveira, 1983).

A pior tipologia de alvenaria no que diz respeito ao comportamento sísmico, são as alvenarias secas ou de ligantes de fraca qualidade (na maioria dos casos a solidarização entre as pedras é feita com argamassa de fraca qualidade, argila por exemplo, sendo pouco usual o recurso a cal hidráulica,

ligante que apresenta uma qualidade razoável) com pedra irregular com uma ou duas folhas, como se pode observar na Figura 3.2.

O efeito das forças sísmicas nas paredes deste tipo de alvenaria conduz rápida e facilmente à sua desagregação, existindo aspectos que contribuem para uma forma significativa para o seu comportamento (Carvalho & Oliveira, 1983):

1. quanto mais arredondadas forem as pedras mais facilmente se desagregam;
2. o movimento oscilatório da parede para os dois lados devido ao sentido das forças variar rapidamente e diversas vezes durante a ocorrência de um sismo;
3. a existência de acelerações verticais agrava a possibilidade de desagregação, pois atenua o efeito estabilizador das forças de compressão; e
4. a possível fractura de pedras que não sejam de boa qualidade.

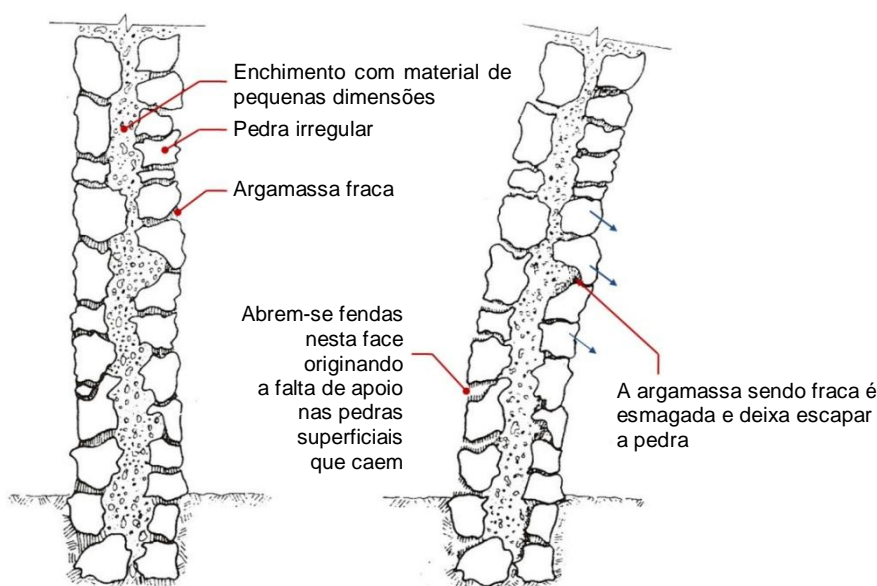


Figura 3.2. Parede de alvenaria seca ou de ligante fraco com pedra irregular, de duas folhas (Carvalho & Oliveira, 1983).

Há que frisar que apesar do comportamento das alvenarias secas face aos sismos não ser eficaz, pode ser melhorado através de determinados pormenores construtivos. Garantir um imbricamento perfeito, efectuando um desfasamento entre juntas, de modo a impedir a progressão de uma fenda, é uma técnica bem conhecida no caso de alvenarias de pedra talhada ou de pedra irregular (Appleton, 2003).

A implementação de alvenarias simples é desaconselhada em zonas sísmicas devido à sua baixa ductilidade e resistência sísmica. Neste tipo de alvenaria o carácter cíclico da acção sísmica conduz ao aparecimento de fendilhação no seu plano, provocando deste modo uma rápida perda de rigidez (aumentando as deformações) e resistência, conduzindo facilmente ao seu desmoronamento.

Paredes de alvenaria que exibam elementos interligados com argamassa resistente e durável, como por exemplo argamassa de cimento ou de cimento e cal melhoram significativamente o comportamento sísmico. A utilização de elementos de ligação transversal à parede, designados por ligadores, que podem ser de pedra, de madeira ou metálicos, bem como a substituição dos blocos irregulares por blocos regulares, permitem uma melhor interligação e travamento dos elementos,

conduzindo também a uma melhoria do comportamento sísmico. Na Figura 3.3, pode-se observar um esquema do efeito dos ligadores na estabilização das alvenarias.

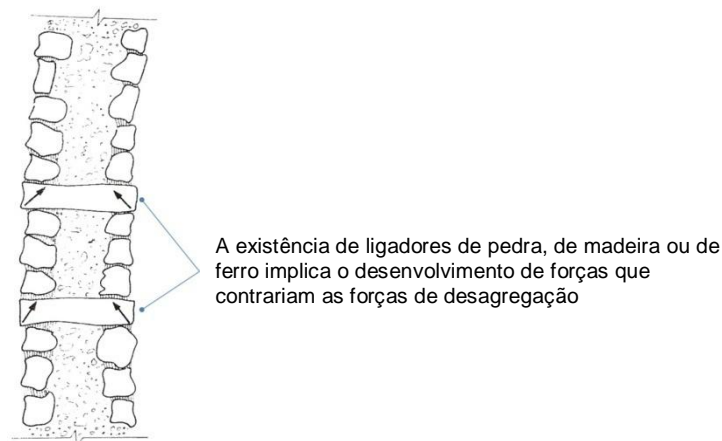


Figura 3.3. Efeito dos ligadores na estabilização das alvenarias (Carvalho & Oliveira, 1983).

A argamassa de ligação entre os elementos numa alvenaria de pedra não poderá conferir uma matriz muito rígida, pois corre-se o risco de a parede se desmoronar devido à rotura da pedra utilizada. Esta situação poderá ocorrer caso a pedra utilizada apresente uma resistência muito baixa.

É importante realçar, que num cômputo geral assiste-se a uma antítese geográfica entre a relação qualidade da pedra empregue e a sismicidade. Consta-se na região do Algarve, que para além duma mesma alvenaria apresentar pedra de qualidade diminuta, é constituída por vários tipos de pedra (o que implica uma não uniformidade do conjunto), solidarizadas em maior parte dos casos com argamassas que não conferem uma ligação adequada. Este dado é preocupante, pois esta é uma das regiões de Portugal que tem um maior risco sísmico. Relativamente às ilhas, dispõe-se de pedra de boa qualidade e de diferentes tipos de dureza, possibilitando assim vários níveis de trabalhabilidade. No entanto, o problema reside no facto de a pedra não ser aplicada da forma mais correcta, ou seja, não existe em muitos casos um aparelhamento adequado. Na região norte existe pedra de boa qualidade e verifica-se de um modo geral um correcto emprego da mesma, mas esta região é a que apresenta uma menor sismicidade no panorama nacional.

O parágrafo anterior é apenas uma constatação de factos, não se estando a querer passar a ideia que a utilização da melhor qualidade de pedra em todo o país é a solução para um melhoramento do comportamento sísmico dos edifícios que possuam alvenaria de pedra. Devido à época construtiva a que as construções que albergam alvenaria de pedra se reportam, é implícito que o material utilizado era o existente na região, pois o transporte entre regiões de material era dispendioso. Mesmo com as evoluções ao nível do transporte ocorridas deste então, pensa-se que um retorno a este tipo de soluções também não escapará ao uso da pedra existente na região, pois a economia continuará a ter um peso significativo.

Em relação às paredes de alvenaria de enchimento (em geral alvenaria de tijolo), que constituem os edifícios de pequeno porte com estrutura de betão armado, apenas se prevê a ocorrência de fendilhação, mas não o seu desmoronamento, para sismos não muito severos.

Pires & Carvalho (1994) concluem que as paredes de alvenaria de enchimento desempenham um papel importante na capacidade de dissipar energia desde que, obviamente, não ocorra o colapso ou desagregação prematura das mesmas.

3.3.2 Paredes

Nas construções de pequeno porte, as paredes são, em conjunto com os pavimentos e cobertura, um dos seus elementos dominantes, pois desempenham simultaneamente funções de definição dos vários espaços e funções resistentes e estruturais, para cargas verticais e horizontais (Carvalho & Oliveira, 1983). Por conseguinte, este elemento tem um carácter decisivo no comportamento global da construção em que se insere.

Embora seja muito importante a ligação entre os blocos numa alvenaria, este facto não garante por si só um bom comportamento de uma parede de alvenaria face a ocorrência de um sismo, pois mesmo uma parede bem construída pode em determinadas situações exibir um mau comportamento face aos sismos.

A acção sísmica actua segundo todas as direcções, induzindo forças segundo a direcção transversal e longitudinal da parede. Na *Figura 3.4* pode observar-se uma parede isolada sujeita a forças transversais e longitudinais ao seu plano. Exemplos de paredes isoladas são muros existentes na envolvente de construções de pequeno porte, ou paredes muito alongadas e sem travamento.

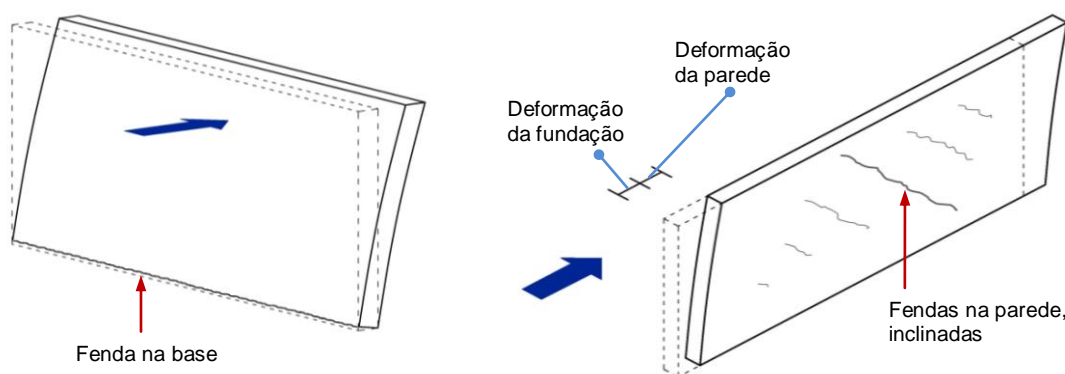


Figura 3.4 a) Parede actuada por forças transversais ao seu plano

Figura 3.4 b) Parede actuada por forças longitudinais ao seu plano

Figura 3.4. Parede isolada actuada por forças laterais (adaptado de Carvalho & Oliveira, 1983).

A actuação de forças transversais é muito mais desfavorável do que a actuação de forças longitudinais. Uma parede mesmo que bem construída perante a actuação de forças transversais possui uma baixa resistência, ocorrendo facilmente o derrubamento da mesma, devido à formação de uma fenda junto da fundação ou pelo mecanismo de rotura da própria fundação.

Pelo contrário, a actuação de forças longitudinais ao plano de uma parede são suportadas em melhores condições, sendo transferidas para a fundação de uma forma eficaz. Neste caso o problema do derrubamento não se levanta, podendo, no entanto, a parede atingir a rotura através dum mecanismo de deslocamento relativo face à fundação ou devido ao fenómeno de fendilhação na própria parede. Por conseguinte, facilmente se infere que a resistência da parede perante forças

actuantes longitudinalmente ao seu plano é muito maior do que a sua resistência face a actuação de forças transversais. (Carvalho & Oliveira, 1983)

Nota: Exceptuando os estados de fendilhação avançados, os mecanismos de rotura apresentados não influenciam significativamente a capacidade de suporte das paredes perante acções verticais (Carvalho & Oliveira, 1983).

Para promover um bom comportamento sísmico, há que dispor de elementos resistentes funcionando em mais de uma direcção. No entanto, esta disposição de paredes não garante por si só um comportamento eficaz face a actuação de um sismo, pois uma ligação deficiente implica um comportamento isolado das mesmas, como se pode observar na Figura 3.5.

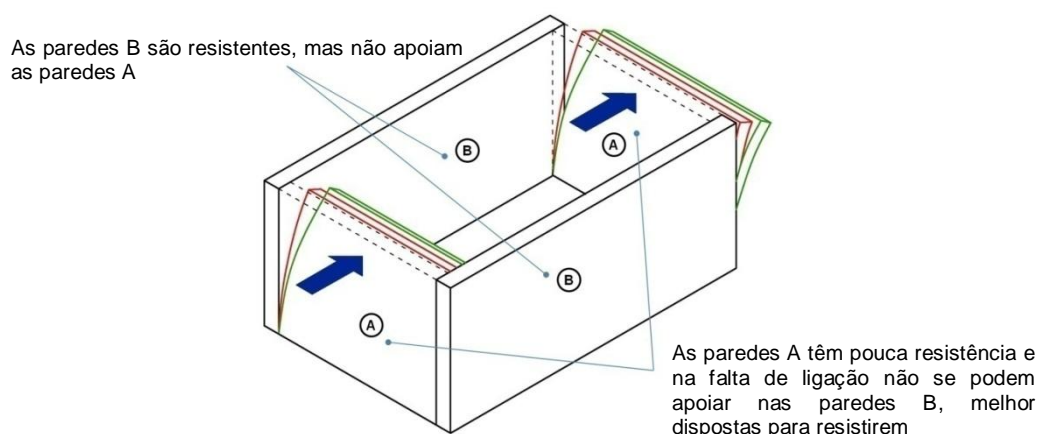


Figura 3.5. Construção constituída por quatro paredes não ligadas (adaptado de Carvalho & Oliveira, 1983).

Caso a actuação das forças sísmicas seja ortogonal às esquematizadas na Figura 3.5, os comportamentos do conjunto de paredes A e B invertem-se.

Por esta ordem de razões é fulcral garantir o funcionamento em conjunto das paredes, sendo por isso de elevada importância a zona dos cunhais, onde se deve dar especial atenção à ligação entre as mesmas. Na generalidade das construções de pequeno porte com paredes de alvenaria, verifica-se que as zonas dos cunhais exibem blocos de maiores dimensões e de melhor qualidade. No entanto, é necessário garantir um correcto travamento dos mesmos, que em geral é conseguido pela sua disposição em direcções transversais e melhorado pelo uso de uma boa argamassa.

O funcionamento em conjunto de quatro paredes com comportamento assimilado a uma caixa, suportando-se mutuamente quaisquer que seja a direcção da actuação das forças induzidas pela acção sísmica está esquematizado na Figura 3.6. Este funcionamento é decisivo para um bom comportamento das paredes numa edificação de pequeno porte.

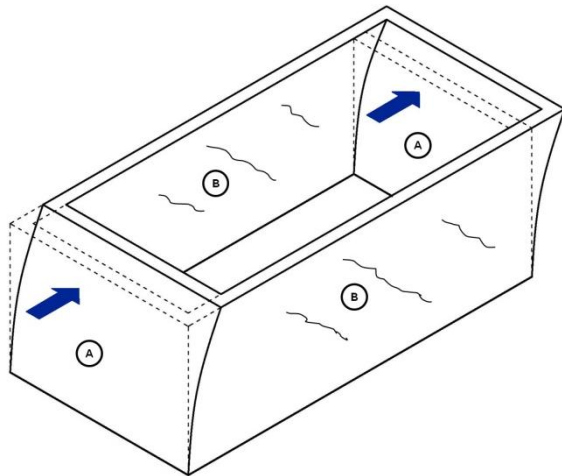


Figura 3.6 a) Paredes B suportam as paredes A

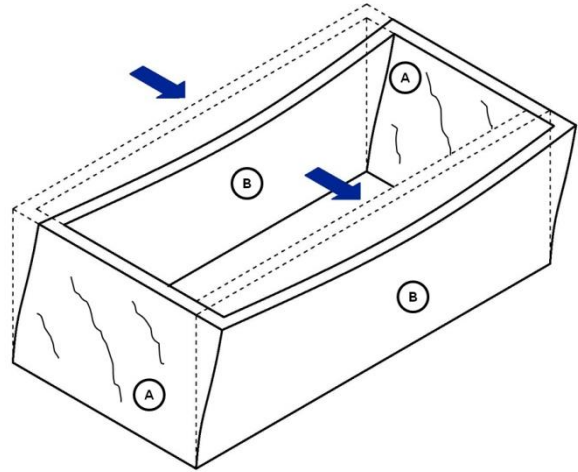


Figura 3.6 b) Paredes A suportam as paredes B

Figura 3.6. Construção constituída por quatro paredes travadas por cunhais (adaptado de Carvalho & Oliveira, 1983).

Existe, no entanto, uma nuance, que coloca em causa o bom comportamento do conjunto de paredes (no caso dos esquemas apresentados de quatro paredes), que é a existência de paredes de comprimento considerável, sem paredes transversais interligadas. Na Figura 3.7 observa-se que dado o comprimento das paredes B a sua zona central não se pode apoiar nas paredes transversais, apresentando nessa zona um comportamento próximo ao de parede isolada, mas com uma resistência um pouco superior ao da parede representada na Figura 3.4 a).

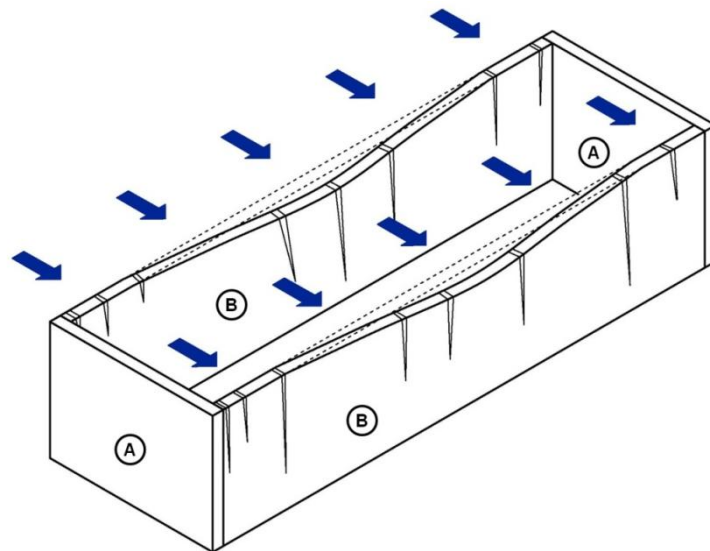


Figura 3.7. Construção alongada constituída por quatro paredes travadas nos cunhais (adaptado de Carvalho & Oliveira, 1983).

3.3.2.1 Efeito das aberturas

Até este ponto, só se fez referência a comportamentos de paredes sem quaisquer aberturas, no entanto, a existência das mesmas altera de forma significativa o comportamento das paredes face a um sismo, pois o encaminhamento das cargas até as fundações é afectado pela posição das aberturas. Estas aberturas dependendo das suas dimensões relativamente às da parede onde se

inserir, podem alterar-lhe de forma significativa o comportamento e a resistência (Carvalho & Oliveira, 1983), diminuindo a rigidez da parede no seu plano. Na Figura 3.8 está representado um esquema do comportamento de uma parede que exibe aberturas, actuada superiormente por uma força horizontal.

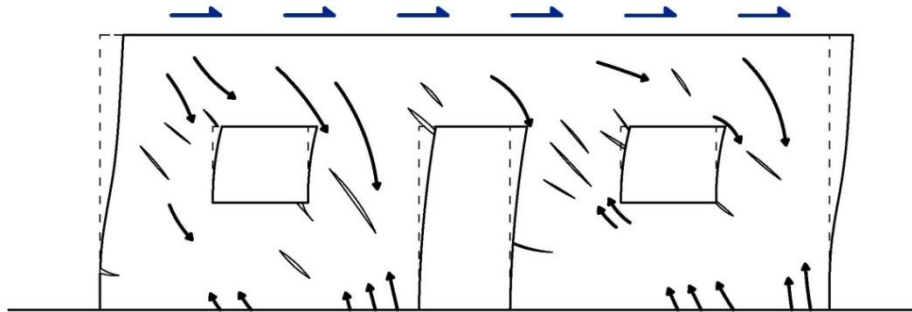


Figura 3.8 a)

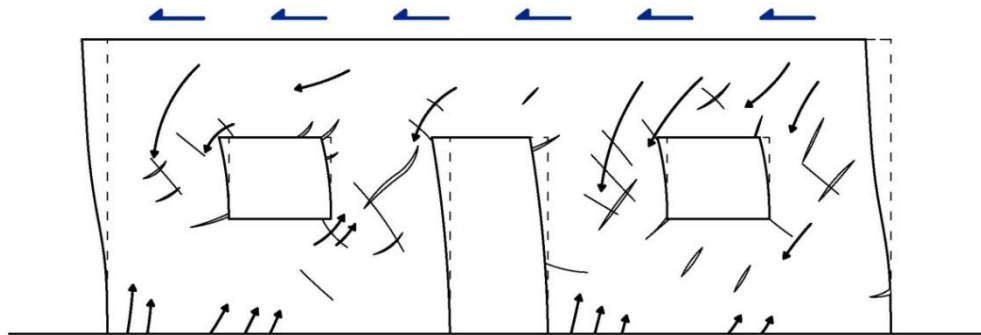


Figura 3.8 b)

Figura 3.8. Comportamento de uma parede com aberturas (adaptado de Carvalho & Oliveira, 1983).

Caso a parede representada na figura anterior não apresentasse quaisquer aberturas, o seu comportamento seria idêntico ao da parede representada na Figura 3.4 b). Enquanto numa parede cega a força aplicada pode ser dissipada na parede através de uma trajectória aproximadamente diagonal até ao terreno, no caso da existência de aberturas a referida trajectória é interrompida, implicando determinadas consequências: (a) a trajectória de transferência da força é alterada passando a efectuar-se uma subdivisão da força global, através dos nimbos⁷ entre aberturas, mas também diagonalmente; (b) dado que a existência de aberturas reduz a área de parede para transmissão da força, as tensões desenvolvidas nos nimbos são maiores do que na situação de parede cega (para forças iguais); e (c) globalmente a rigidez da parede diminui, o que implica maiores deformações para uma mesma força (Carvalho & Oliveira, 1983).

Uma vez que a ocorrência de fendilhação está associada a uma dada tensão de tracção, o aspecto enumerado no parágrafo anterior em (b), faz com que a fendilhação ocorra mais rapidamente numa parede que exiba aberturas, com forças mais reduzidas. A ocorrência de fendilhação em paredes com aberturas está esquematizada na Figura 3.8 a) para uma primeira fase da ocorrência do sismo, em que o mesmo solicita a parede num dado sentido. Dado o carácter oscilatório da acção

⁷ Zona maciça de alvenaria entre dois vãos de porta ou janela (Branco, 1993). Nesta zona os blocos são de maiores dimensões e de melhor qualidade

sísmica, quando a mesma solicita a parede num sentido oposto ao inicial, observa-se que as fendas já formadas fecham-se e desenvolvem-se fendas numa direcção aproximadamente ortogonal, situação representada na Figura 3.8 b).

O fenómeno de abertura e fecho de fendas com orientações cruzadas, a menos da implementação de disposições construtivas adequadas, conduz à rápida desagregação das zonas entre aberturas tomando especial importância nas zonas junto aos seus cantos, onde existe uma concentração de esforços. A destruição dos nembos diminui drasticamente a resistência da parede face a forças horizontais, podendo originar o colapso da mesma e dos elementos por ela suportados, devido à perda de capacidade resistente vertical. (Carvalho & Oliveira, 1983)

3.3.2.2 Efeito de assimetrias e irregularidades

Na realidade a disposição das paredes numa construção e a localização das aberturas não se processam da forma apresentadas até este ponto, alterando assim de alguma forma o comportamento referido. Esta alteração conduz normalmente a um agravamento do comportamento sísmico, uma vez que dispõem massa e rigidez de forma variada.

A observação dos danos provocados nas construções por eventos sísmicos tem demonstrado que um dos factores primordiais que contribuem para uma melhoria eficaz do seu comportamento sísmico é a regularidade e simetria da sua concepção (Carvalho & Oliveira, 1983).

Na Figura 3.9, apresentam-se alguns exemplos de configurações em planta de construções de pequeno porte com vários tipos de irregularidades esquematizando-se o seu comportamento face à acção sísmica.

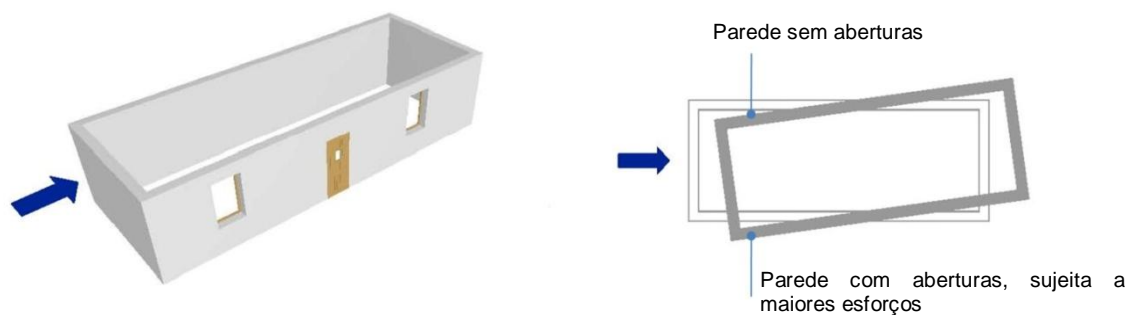


Figura 3.9 a)

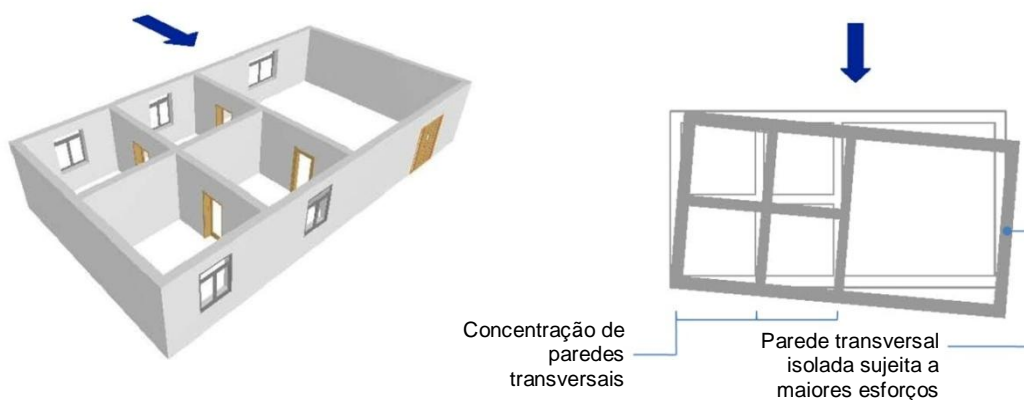


Figura 3.9 b)

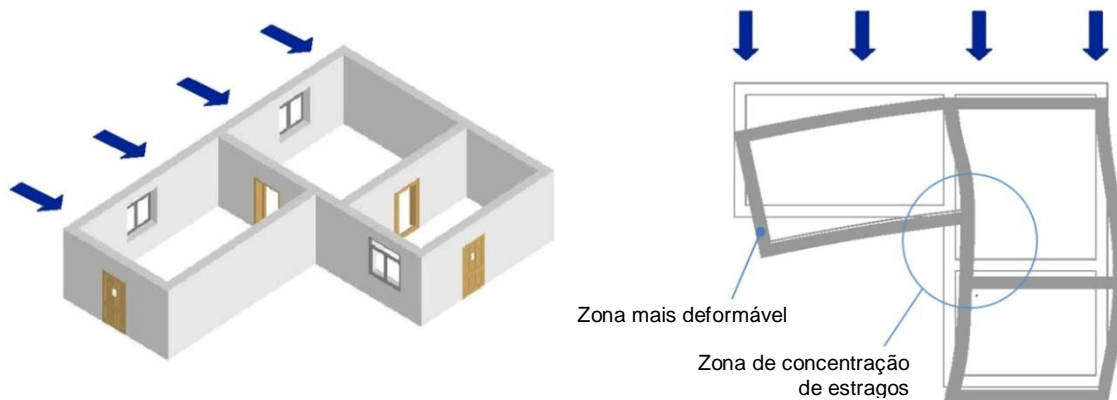


Figura 3.9 c)

Figura 3.9. Efeitos das irregularidades em planta no comportamento sísmico de edifícios (adaptado de Carvalho & Oliveira, 1983).

Na Figura 3.9 a) pode observar-se a assimetria introduzida na construção pela introdução de forma diferenciada de aberturas, o que provocará uma torção do edifício face a actuação de forças longitudinais provocadas pela acção sísmica, acentuando os danos na parede que possui aberturas. Uma assimetria em planta introduzida por uma concentração de paredes transversais na extremidade de um edifício está esquematizada na Figura 3.9 b), situação que provoca uma torção da construção face a actuação de forças transversais devidas ao sismo e que implica uma concentração de esforços na parede de topo mais isolada. Na Figura 3.9 c) a irregularidade resulta de uma planta em L, com as suas alas com diferenças de rigidez, o que provocará uma concentração de danos na zona de ligação das alas devido à grande diferença de rigidez das duas zonas do edifício, desenvolvendo-se nessa zona deslocamentos diferenciais que originam concentrações de esforços (no caso da esquema da figura em questão o desencontro entre paredes ainda agravará mais o efeito descrito). (Carvalho & Oliveira, 1983)

Existem, no entanto, irregularidades e assimetrias em altura que são muito usuais no edificado existente no país e que podem agravar de forma significativa os efeitos dos sismos, sendo esquematizados na Figura 3.10 dois exemplos de efeitos de irregularidades em altura no comportamento sísmico de edifícios.

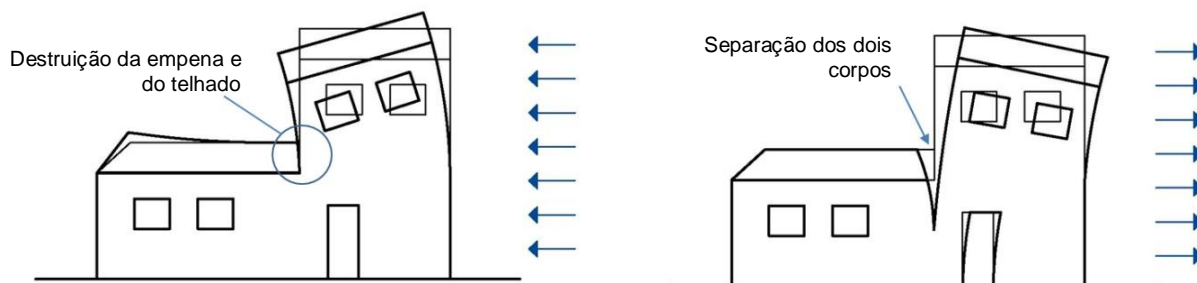


Figura 3.10 a)

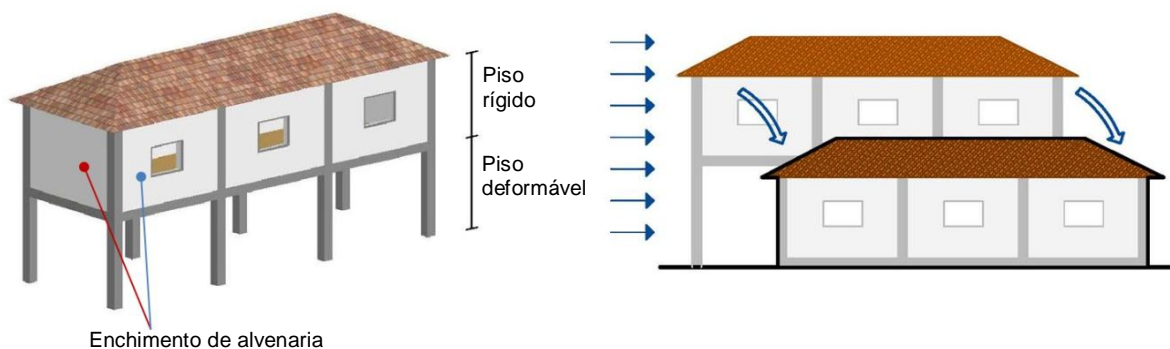


Figura 3.10 b)

Figura 3.10. Efeitos de irregularidades em altura no comportamento sísmico de edifícios (adaptado de Carvalho & Oliveira, 1983).

A diferença de alturas entre edifícios vizinhos é uma descontinuidade correntemente observada, principalmente em zonas urbanas (Figura 2.4). Na Figura 3.10 a) observa-se que a zona mais alta tenderá a acumular os danos sísmicos, a não ser que tenham sido preconizadas medidas especiais para o seu reforço (Carvalho & Oliveira, 1983). Na Figura 3.10 b) ilustra-se uma situação em que existe uma grande transição de rigidez entre o piso térreo e o piso superior, pois o mesmo está apoiado somente em pilares e contém paredes de alvenaria. Nesta situação a estrutura sofrerá grandes danos caso seja solicitada pela acção sísmica, pois apesar de a estrutura vibrar em frequência baixa (originando esforços menores face a uma situação de frequência de vibração mais elevada), os pilares do piso térreo sofrerão deformações importantes, o que pode conduzir a efeitos de 2ª ordem importantes, atingindo porventura a rotura por instabilidade, chegando-se assim à destruição completa do edifício.

Para além dos efeitos prejudiciais que as distribuições irregulares de rigidez e resistência num edifício pode ter sobre o seu comportamento sísmico, a distribuição assimétrica de massas é também um aspecto que pode alterar de forma relevante o comportamento sísmico do mesmo. De facto, as forças desenvolvidas sobre um dado elemento durante um sismo, são tanto maiores quanto maior for a sua massa, circunstância facilmente verificada através da equação de equilíbrio dinâmico para um oscilador de um grau de liberdade:

$$m\ddot{q}(t) + c\dot{q}(t) + kq = Q(t) \quad (3.1)$$

em que m , c e k são respectivamente a massa, o amortecimento e a rigidez do sistema, enquanto $Q(t)$ traduz a acção variável no tempo, responsável pelo movimento.

Estas excentricidades de massas excessivamente elevadas provocam uma rotação do edifício, pois “atraem” uma força sísmica elevada, não se distribuindo equitativamente os esforços pelas possíveis paredes resistentes.

3.3.3 Fundações

As fundações têm um papel fundamental no comportamento sísmico dos edifícios, uma vez que as forças induzidas na construção devido à acção sísmica têm necessariamente que ser transmitidas à fundação. Pela observação após eventos sísmicos, tem-se verificado a derrocada de edifícios

aparentemente dotados para resistirem eficazmente à acção sísmica, ou seja, estruturalmente resistentes. Esta situação ocorre muitas vezes devido a deficiências na fundação, quer nos seus elementos, quer a características inapropriadas de resistência ou configuração do terreno (Carvalho & Oliveira, 1983).

Em relação a problemas inerentes ao solo que serve de fundação, é de salientar problemas relacionados com deslizamentos globais de encostas, assentamentos importantes do solo ou mesmo a sua liquefacção⁸ em determinados tipos de solo (areias finas). Uma vez que ao estudo dos solos está sempre associado um factor de incerteza que nem sempre é baixo, é de evitar construir em determinados locais onde fenómenos que possam causar danos graves à construção tenham uma grande possibilidade de ocorrer.

Em relação a estrutura da fundação, se ela não for executada de forma adequada, é provável ocorrerem assentamentos significativos devido à acção sísmica, podendo as paredes ser submetidas a deformações segundo disposições que provocam esforços em determinadas direcções em relação às quais apresentam pouca resistência. É de referir que devido ao facto apontado, mesmo que ocorram problemas numa área localizada das fundações, as paredes apresentarão extensas fissuras mesmo em zonas afastadas.

Um factor muito importante para uma melhoria do comportamento sísmico das fundações é a eficiente ligação entre os elementos das mesmas e entre estes e os elementos que se desenvolvem acima do terreno, nomeadamente a correcta ligação às paredes. Toda esta interligação permite uma maior capacidade da estrutura redistribuir esforços.

3.3.4 Pavimentos

Os pavimentos em análise na tipologia construtiva a que o presente trabalho se reporta, como indicado nos pontos 2.3.3.1 e 2.3.3.2, são respectivamente lajes de betão armado maciças e lajes de vigotas pré-tensionadas.

As lajes de betão armado maciças apresentam uma grande rigidez e resistência no seu plano, por conseguinte, oferecem um bom comportamento face a solicitações horizontais. Este tipo de lajes desde que convenientemente ligadas aos restantes elementos constituintes de um edifício, têm um efeito benéfico na sua rigidificação global (Carvalho & Oliveira, 1983).

Uma solução de pavimento em lajes de vigotas pré-tensionadas, confere uma menor rigidez no seu plano do que a laje maciça, sendo suficiente para desempenhar o papel de solidarização referido no parágrafo anterior. No entanto, o grande problema previsível para o comportamento do pavimento de laje de vigotas pré-tensionadas, é o conceito de diafragma⁹ desaparecer, devido à não uniformidade de distribuição de rigidez dos elementos verticais, pois as lajes têm uma baixa resistência ao corte, sendo por isso necessário garantir uma lâmina de compressão eficaz e um

⁸ O fenómeno de liquefacção dos solos traduz-se numa redução da rigidez e da resistência devido à geração de pressões intersticiais durante a ocorrência dos sismos. A liquefacção pode dar origem a deformações permanentes importantes e conduzir a situações em que a tensão efectiva é praticamente nula. (Santos, 2001)

⁹ O conceito de diafragma está associado à definição de piso rígido, ou seja, considera-se que o piso devido à sua rigidez não apresenta deformações no seu plano próprio. Deste modo, todos os pontos pertencentes ao piso têm movimentos idênticos, impossibilitando a existência de deformações relativas no seu plano.

adequado contraventamento recorrendo a tarugos (Figura 2.17). No caso de edifícios alongados, são necessárias maiores exigências de ductilidade para que este conceito se mantenha.

Na Figura 3.11, esquematiza-se o efeito da colocação de uma laje rígida na construção apresentada na Figura 3.7: (a) a rigidez da laje possibilita o travamento superior da zona central das paredes *B* evitando o seu comportamento isolado; (b) o travamento da zona central das paredes implica uma transmissão de forças adicionais para as paredes *A* que passam a suportar a quase totalidade das forças horizontais; (c) o funcionamento ilustrado só poderá ocorrer se a laje estiver convenientemente ligada às paredes *A* e *B*; e (d) devido ao efeito das forças transversais aplicadas nas paredes *B* as suas zonas centrais ainda flectirão apoiando-se inferior e superiormente, podendo este efeito conduzir à rotura da parede, problema que poderá ser resolvido através da colocação de montantes (Carvalho & Oliveira, 1983).

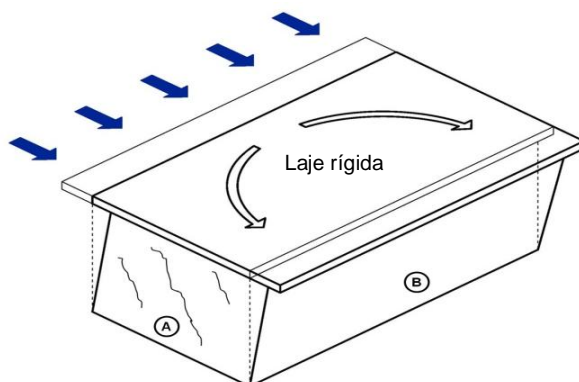


Figura 3.11. Solidarização das paredes conferida por uma laje rígida (adaptado de Carvalho & Oliveira, 1983).

Caso se promovam a colocação de montantes nas paredes *B*, o mecanismo de rotura do esquema anterior passará a estar dependente da resistência das paredes *A*.

É de frisar que uma possível melhoria do comportamento sísmico da construção passando por medidas de solidarização só é eficazmente conseguida se as ligações entre elementos forem executadas de forma a garantir uma correcta união entre os mesmos.

3.3.5 Coberturas

É corrente observar-se um aspecto comum entre as coberturas e os pavimentos, que é a sua deficiente ligação às paredes de alvenaria (Carvalho & Oliveira, 1983).

Nas estruturas de madeira das coberturas é fundamental a existência da asna com a respectiva perna, pois caso contrário, com as vibrações induzidas pela acção sísmica, conduz a um afastamento relativo entre as pernas das asnas, que poderá conduzir ao colapso da cobertura. A asna à francesa (Figura 2.12 b)), é um exemplo dum mau comportamento deste tipo de estruturas, pois a mesma não impede o afastamento entre as pernas das asnas, por conseguinte, é uma solução pouco usual.

Como tem sido apontado para os outros elementos ao longo do ponto 3.3, as ligações tomam de novo especial enfoque. No presente caso uma boa ligação entre elementos constituintes da cobertura e a estrutura de suporte é fundamental para o seu bom comportamento sísmico, uma vez que a estrutura de madeira da cobertura não apresenta grande rigidez face a forças horizontais. Mesmo que a estrutura da cobertura exiba um bom comportamento face ao sismo, se a zona de ligação entre a

cobertura e a parede não for executada de forma correcta, existe a possibilidade da formação de um mecanismo de colapso, que poderá causar graves danos na construção.

É prática corrente as asnas serem assentes somente na alvenaria funcionando a ligação apenas por atrito. Uma correcta ligação entre cobertura e parede passa por entregas suficientes para que os movimentos sísmicos não possibilitem a perda de apoio da cobertura, situação representada na Figura 3.12. Também é necessário ter especial atenção à degradação da madeira nestas zonas de ligação, pois a sua resistência diminui e mesmo com adequadas entregas, os esforços induzidos pela acção sísmica poderão conduzir à rotura.

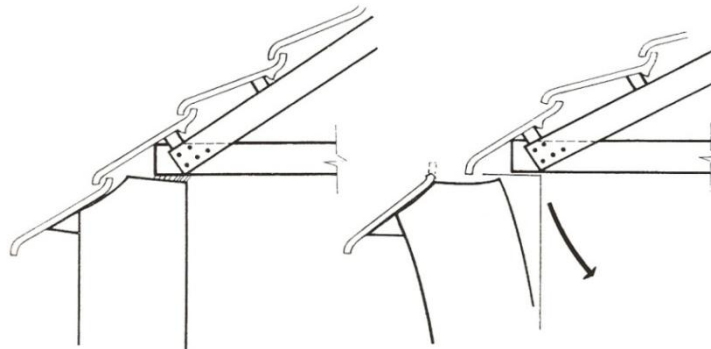


Figura 3.12. Perda de apoio duma cobertura devido ao deslocamento lateral das paredes (Carvalho & Oliveira, 1983).

3.3.6 Elementos salientes

Mesmo durante a ocorrência de sismos de baixa intensidade é frequente a queda de elementos não estruturais, tais como, chaminés, estatuetas, cornijas, vasos, estantes, entre outros elementos salientes.

Para se efectivar um bom comportamento deste tipo de elementos, é necessário garantir-se uma boa solidarização global. Esta preocupação não se deve a nenhuma razão de ordem de segurança estrutural das construções, mas está ligada a razões de cariz de perdas materiais e humanas, pois os elementos salientes podem cair tanto para o interior dos edifícios como para as vias públicas.

3.4 Comportamento face a sismos ocorridos

Uma vez que o presente trabalho aborda os edifícios de pequeno porte, perante a tipologia em análise, pensa-se que pelas observações efectuadas após os vários sismos ocorridos, existem determinados sismos ocorridos que podem fornecer informação importante para o estudo deste tipo de edifícios:

1. Açores, 1 de Janeiro de 1980;
2. Northridge, 17 de Janeiro de 1994;
3. Úmbria-Marche, 26 de Setembro de 1997; e
4. Açores, 9 de Julho de 1998.

É pertinente introduzir o conceito de magnitude, parâmetro que caracteriza dimensão de um sismo e está directamente relacionado com a energia libertada no foco. É portanto, uma medida da grandeza absoluta de um sismo, independente da distância. A escala de magnitude é logarítmica, por

isso uma variação de uma unidade de magnitude produz um deslocamento do solo 10.0 vezes maior e uma energia cerca de 32 vezes maior (Universidade de Évora, 2007).

Em 1935, *C.F. Richter* criou de forma experimental a primeira escala de magnitude. A definição original da magnitude de *Richter* (M_L) foi feita a partir da amplitude máxima do registo feito por um determinado tipo de sismómetro (*Wood-Anderson*) colocado a uma distância epicentral de 100 km. No entanto, como os sismos ocorrem a distâncias variáveis dos sismómetros, foi necessário adicionar uma constante para compensar a atenuação do sinal sísmico com a distância. Depois de *Richter*, foram propostas várias fórmulas de magnitude mais gerais, ou seja, com uma maior independência do instrumento usado: (a) a magnitude das ondas de superfície (M_S); (b) a magnitude das ondas internas (m_b) e a magnitude de duração (M_D), obtidas através de modelos diferentes (Universidade de Évora, 2007).

3.4.1 Açores, 1 de Janeiro de 1980

O sismo de 1 de Janeiro de 1980, segundo o *International Seismological Centre* atingiu magnitudes $M_b=6,0$ e $M_s=6,8$ (Oliveira C. S., 1992^a).

Em relação às paredes de alvenaria de pedra, os danos mais frequentes e relevantes, por ordem de gravidade crescente foram (Oliveira C. S., 1992^b):

1. fissuração “estrelada” em rebocos, principalmente nos panos mais frágeis;
2. fissuração generalizada de rebocos e queda em alguns casos;
3. abertura de fendas nas paredes, com especial incidência na zona vizinha dos cunhais e junto das aberturas;
4. grandes deslocamentos em cunhais com desprendimentos de pedras e rotações das paredes;
5. colapsos de partes de paredes; e
6. colapsos generalizados de paredes.

As avarias nas ligações das paredes exteriores traduzem-se pela queda dos cunhais associada ou não com a rotação para o exterior da própria parede. As discontinuidades excessivas na textura e constituição das paredes são também uma causa para o comportamento diferenciado dos cunhais e ombreiras, implicando muitas vezes a fissuração e deformações elevadas, concentradas nas zonas frágeis, conduzindo por vezes ao colapso. O mau comportamento das paredes de duas folhas cheias de material solto pode ter tendência para forçar a descida, formando-se um mecanismo de cunha que progressivamente facilita a desagregação das duas folhas. (Oliveira C. S., 1992^b)

Observou-se também que os pavimentos quando não garantiram a correcta ligação às paredes enfraqueceram a resistência geral das paredes exteriores, agravando o impulso horizontal sobre as mesmas, agravamento este que em muitos casos se traduziu num efeito de “barriga” (Figura 3.6 b)). Em zonas com solos mais brandos ou em aterro, observou-se um agravamento dos danos devido ao mau comportamento das fundações.

Relativamente às coberturas de madeira, os problemas frequentemente observados foram a ruptura das varas nos telhados de tesoura, ruptura das pontas das linhas degradadas, deslocamentos de peças por rotura das ferragens e pregos muito degradados, queda de telhas e colapsos parciais

ou totais por falta de apoio (Oliveira C. S., 1992^b). Duas ilustrações de alguns mecanismos possíveis para o comportamento estrutural podem ser observadas na Figura 3.13.

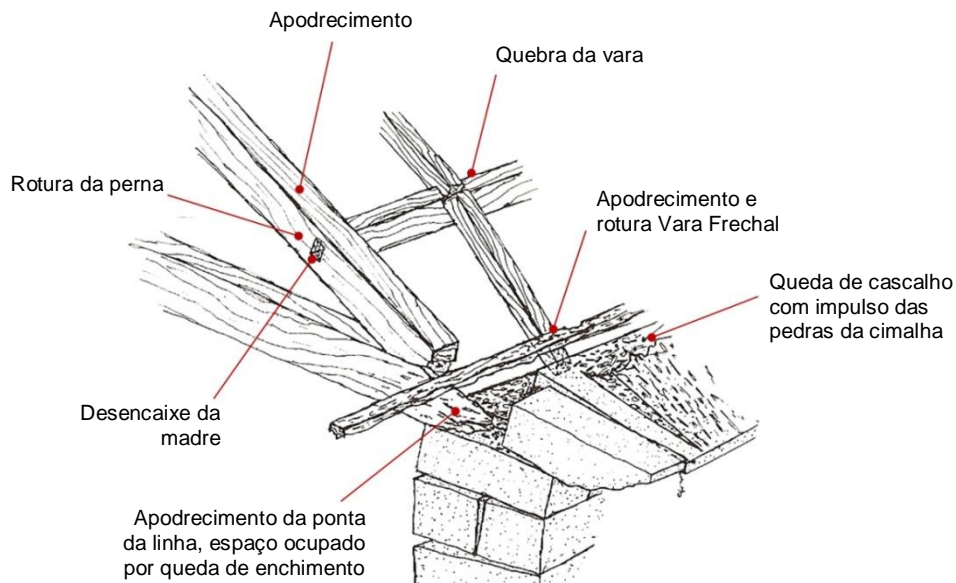


Figura 3.13 a) Mecanismo de desagregação

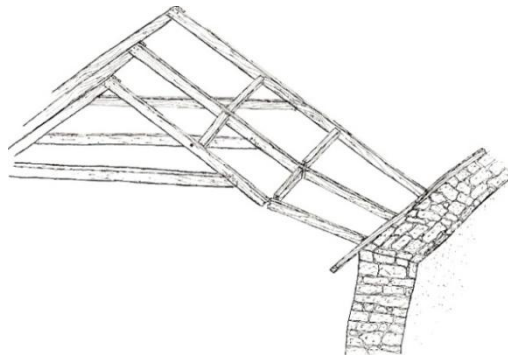


Figura 3.13 b) Mecanismo de deformação da parede

Figura 3.13. Ilustração de alguns dos mecanismos possíveis para o comportamento estrutural das coberturas (Oliveira C. S., 1992^b).

O comportamento das estruturas de betão armado de porte idêntico ao dos edifícios de alvenaria foi melhor, pois são edifícios de um modo geral englobados no espírito do Regulamento de Segurança contra os Sismos, RSCS (1958), não sofrendo praticamente danos (Oliveira C. S., 1992^b).

3.4.2 Northridge, 17 de Janeiro de 1994

O sismo de Northridge ocorreu na parte norte da área metropolitana de Los Angeles, Califórnia, às 4.31h do dia 17 de Janeiro de 1994, tendo atingido uma magnitude de 6,6 na escala de Richter (Oliveira, Azevedo, Delgado, Costa A.G. & Costa A. C., 1995).

O parque habitacional é caracterizado por uma grande diversidade de construções, predominando moradias e alguns edifícios de pequeno porte. A alvenaria não armada com funções estruturais é usada principalmente nas paredes exteriores de rés-do-chão, embora também exista em edifícios de dois ou três pisos (Oliveira et al., 1995).

No parque habitacional desta região, a existência de alvenaria armada (alvenaria constituída por elementos solidarizados por uma argamassa na qual estão dispostos de forma distribuída varões de aço), cinge-se aos edifícios de médio porte (Oliveira et al., 1995).

As estruturas de alvenaria que sofreram acelerações elevadas comportaram-se de um modo geral de forma deficiente, especialmente as de alvenaria não reforçada, construídas nos anos 30 a 40, tipologia em análise no presente trabalho. Os danos em edifícios de alvenaria verificaram-se sobretudo na zona do epicentro, onde foram observados danos significativos ao nível das colunas e paredes, tendo-se verificado alguns casos de colapso. (Oliveira et al., 1995)

Em relação às paredes, os danos mais frequentes foram o desprendimento de partes significativas dos panos de alvenaria de tijolo, demonstrando a importância das componentes do movimento sísmico na direcção perpendicular à parede (Oliveira et al., 1995). Há que realçar que a tipologia existente no parque habitacional desta região não engloba paredes de alvenaria de pedra.

Em relação aos elementos acessórios, verificou-se a queda de chaminés em praticamente todas as moradias localizadas na zona epicentral.

3.4.3 Úmbria-Marche, 26 de Setembro de 1997

No dia 26 de Setembro de 1997 ocorreram dois sismos com magnitudes de $M_s=5,5$ e $5,9$ ocorreram nas regiões italianas de Úmbria e Marche (Spencer, Oliveira, D'Ayala, Papa, & Zuccaro, 2000). Devido ao historial sísmico destas regiões, tem sido prática corrente reforçar edifícios existentes e após os sismos de 1979 e 1984 novas regras foram introduzidas para facilitar a implementação do reforço (Spencer et al., 2000). Desta forma, os sismos ocorridos em 1997 representam uma oportunidade de análise da eficiência das técnicas de reforço, nomeadamente em construções de alvenaria de pedra. As técnicas de reforço implementadas, geralmente consistiam na substituição de pavimentos de madeira por lajes de betão leve com a introdução de vigas na folha interna das paredes (vigas de contorno), sendo em alguns casos introduzidos tirantes.

No entanto, em alguns casos foram observados danos relevantes em construções de alvenaria de pedra onde tinham sido implementadas técnicas de reforço após o sismo de 1979. As observações confirmam que a necessidade do incremento de conhecimento ao nível das técnicas de reabilitação e de reforço (Penazzi, Valuzzi, Saisi, Binda, & Modena, 2001).

Para efectuar uma análise do efeito do reforço nas construções, apresenta-se no Quadro 3.2 uma síntese de uma análise do comportamento dos edifícios da comuna italiana (equivalente a concelho em Portugal) Nocera Umbra.

Quadro 3.2. *Comportamento dos edifícios em Nocera Umbra (Spencer et al., 2000)*

Tipo de Reforço	Nível de dano (%)						Número de edifícios	Relação média dos danos
	Sem danos (%)	Grau 1	Grau 2	Grau 3	Grau 4	Grau 5		
Nenhum	-		17	51	31	-	29	0,57
Tirantes	-	19	43	27	3	8	37	0,33
Com vigas de contorno	12,5	25	27	19	6	-	16	0,24
Vigas de contorno e tirantes	20	4	4	-	-	-	5	0,10

Nota: Os graus de danos explicitados no Quadro 3.2 estão em consonância com o Quadro 3.1.

Pela análise do Quadro 3.2 infere-se que no caso em análise, os edifícios sem qualquer tipo de reforço sofrem danos consideravelmente mais graves e em maior número do que os edifícios em que foram implementadas técnicas de reforço sísmico. Verifica-se também que os edifícios reforçados na cobertura com vigas e por chapas metálicas apresentaram um bom comportamento.

3.4.4 Açores, 9 de Julho de 1998

Na manhã de 9 de Julho de 1998 as ilhas do Faial, Pico e São Jorge foram atingidas por um sismo de magnitude $m_s=6$ (Spencer et al., 2000).

O epicentro ocorreu muito próximo, por conseguinte, as habitações sofreram acelerações verticais elevadas. As paredes de alvenaria são particularmente afectadas por acelerações induzidas pela acção sísmica com epicentro próximo, uma vez que recebem um impulso vertical importante. Devido a este impulso o atrito entre as pedras reduz-se substancialmente, bastando a parede ser submetida a acções horizontais importantes para que o seu equilíbrio seja gravemente comprometido. É de salientar que perante este tipo de solicitação, mesmo com técnicas de reforço, é particularmente complicado dotar a parede de forma a apresentar um bom comportamento sísmico.

Ainda em relação às paredes, foram observadas situações de separação das paredes ortogonais nas zonas de cumhal com abertura de grandes fendas e movimentação de pedras aparelhadas de cumhal, separação entre paredes periféricas de alvenaria e parede interiores. Foi também observado a separação entre as paredes periféricas e as estruturas de madeira da cobertura. (Carvalho, Oliveira, Fragoso, & Miranda, 1998)

Os edifícios antigos de alvenaria de pedra com 1 ou 2 pisos, localizados nas zonas rurais compreendidas entre 5 e 10 km do epicentro, foram muito afectados pela acção sísmica, verificando-se em alguns locais o colapso total, mas em outras apenas se verificou danificações relativamente ligeiras. No entanto, em zonas mais afastadas da região epicentral observou-se que em algumas situações acentuados agravamentos de danos. Esta situação de grande variabilidade de danos decorre naturalmente das características da acção sísmica cuja severidade alterou de local para local, atenuando-se na generalidade com a distância epicentral, sendo que, em algumas zonas terá tido características de amplificação dinâmica e direcionalidade importantes (afectando as construções em função das características geológicas e topográficas do local de implantação, bem como da orientação da edificação), mas também devido à natureza frágil deste tipo de construção que ocasiona uma grande dispersão de comportamentos, mesmo em situações de excitação aproximadamente uniforme (Carvalho et al., 1998).

Relativamente aos danos ocorridos na cidade da Horta, situada a 15 km do epicentro, há que tecer as seguintes considerações: (a) não ocorreram colapsos; (b) alguns edifícios necessitavam de reparação pois em algumas zonas das paredes periféricas existiam aberturas ao nível dos pavimentos devido à rotação das mesmas em torno da fundação; e (c) existiam danos moderados em algumas construções incluindo fendas de corte nas paredes exteriores, colapso de parapeitos e deformação das paredes para fora do seu plano (Spencer et al., 2000). Apesar da tecnologia construtiva empregue em zonas rurais e urbanas serem as mesmas, nas zonas urbanas a qualidade construtiva é superior, podendo este facto justificar algumas discrepâncias de danos observados.

Na sequência do sismo de 1926 foi usual a utilização de técnicas de reforço associadas à colocação de esticadores metálicos e de pregagens, que se vieram a mostrar eficientes face aos danos observados. Em relação ao sismo de 1973, que afectou de forma menos significativa a cidade da Horta, utilizaram-se técnicas de cintagem parcial das paredes que vieram a revelar-se com menor eficácia no comportamento dos edifícios. (Carvalho et al., 1998)

No Quadro 3.3 são sintetizados os tipos de danos, em percentagem, para toda a ilha e para as diferentes freguesias da cidade da Horta.

Quadro 3.3. Síntese dos danos (Spencer et al., 2000)

Freguesia	Nenhum dano (%)	Danos leves (%)	Danos moderados (%)	Danos severos ou colapso (%)
Toda a ilha do Faial	54	10	17	20
Horta - Angústias	78	11	10	1
Horta - Conceição	75	10	10	5
Horta - Matriz	65	17	18	1

3.5 Conclusões

Apesar dos problemas existentes no comportamento sísmico da tipologia de edifícios em análise no presente trabalho e de pormenores que melhorem o mesmo terem sido convenientemente referidos ao longo do corrente capítulo, pensa-se que é importante realçar de forma sintetizada os aspectos que devem ser considerados para que um edifício de pequeno porte exiba bom comportamento face à actuação da acção sísmica:

1. execução de paredes com alvenaria de boa qualidade que assegure o funcionamento em conjunto dos blocos constituintes;
2. fundação adequada em todas as paredes;
3. existência de paredes com boa resistência em direcções ortogonais;
4. evitar a existência de panos de parede muito longos sem travamento transversal;
5. boas ligações entre paredes (cunhais), entre parede e cobertura e entre parede e fundação;
6. dotar a fundação de dimensões e características adequadas; e
7. nos elementos de betão armado efectuar uma correcta pormenorização das armaduras.

Garantidos todos aspectos nos edifícios de pequeno porte com estrutura de betão armado, há que explorar a ductilidade da mesma, conceito ligado genericamente à possibilidade da estrutura através de um processo histerético¹⁰ dissipar a energia. Este conceito implica que os elementos da estrutura tenham possibilidade de se deformarem para além do seu limite elástico, suportando sem grande diminuição de resistência e de rigidez ciclos sucessivos de cargas alternadas e de grande amplitude (Monteiro & Carvalho, 1985).

¹⁰ Comportamento plástico sob carregamento cíclico.

Capítulo 4: Regras de Construção

4.1 Introdução

A filosofia do actual regulamento sísmico (regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes) é a de o edifício resistir ao sismo passivamente dissipando a energia sem perda da capacidade resistente através das armaduras e do betão, o que implica a possibilidade da ocorrência de danos elevados no mesmo, devendo manter, no entanto, a sua estabilidade, conservando uma capacidade residual de resistência após o sismo, com o intuito de salvaguardar vidas humanas. Para tal, uma construção deverá possuir uma resistência elevada ou então capacidade de deformação sem perder a sua integridade global ou local. Deve-se então conceber uma estrutura de modo que a mesma não apresente danos significativos na ocorrência de um sismo pouco severo, e que não colapse na ocorrência de um sismo severo, fazendo com que os edifícios possuam resistência suficiente nos locais que vão ser mais solicitados, evitando a concentração de tensões nos pontos mais fracos e permitindo a redistribuição de esforços por um maior número de elementos da estrutura (Oliveira, 2005). Esta filosofia é também seguida pelo novo regulamento de estruturas de edifícios em zonas sísmicas, Eurocódigo 8.

Um sismo ao actuar sobre uma construção fá-la vibrar, originando-se forças que actuam sobre os seus vários elementos, sendo as mesmas resistidas tanto melhor quanto mais uniforme for a sua distribuição, Para tal, é imperativo a existência de regularidade, quer na distribuição de rigidez e resistência em planta e em altura, bem como na distribuição das massas da construção.

Deste modo, num projecto de uma estrutura deverá atender a exigências de resistência, ductilidade e deformabilidade, devendo os aspectos referidos ser tidos em consideração logo na fase de concepção de um edifício. No presente capítulo apresenta-se regras que permitam de certa forma implementar as referidas exigências.

4.2 Regras gerais

Pretende-se descrever de um modo sucinto as regras qualitativas de concepção e implantação de uma construção de pequeno porte.

O Eurocódigo 8 (Eurocode 8, 2004) estabelece dois requisitos fundamentais para o projecto sísmo-resistente das construções que se traduzem nos seguintes objectivos: (a) *protecção da vida humana*, no caso da ocorrência de um sismo intenso pouco frequente, atingindo-se este objectivo assegurando-se que nessa situação a estrutura mantém a sua integridade e uma capacidade de carga residual que evite o colapso; e (b) *minimizar as perdas económicas*, no caso da ocorrência de sismos menos intensos mas mais frequentes, atingindo-se este objectivo através da limitação dos danos estruturais e não estruturais.

O primeiro objectivo está associado a verificações relacionadas com os Estados Limites Últimos, que promovem a obtenção de uma combinação de resistência e ductilidade dos elementos estruturais. O segundo objectivo está ligado aos Estados Limites de Serviço, estabelecendo

limitações às deformações laterais da estrutura de modo a assegurar a integridade dos elementos estruturais e não estruturais.

4.2.1 Implantação

As construções devem ser implantadas de preferência em terreno aproximadamente plano, afastadas de declives pronunciados, pois esta última implantação propicia a tendência para a torção do edifício, derivada da maior rigidez dos pilares mais curtos e do agravamento do esforço de corte nos mesmos. Um exemplo de uma má implantação de um edifício pode ser observado na Figura 4.1.

Na situação em que não seja possível a implantação da construção em terreno plano, o mesmo deve ser regularizado de modo a permitir a implementação de uma plataforma horizontal, de preferência por escavação (Carvalho & Oliveira, 1983), pois o comportamento do solo em aterro é mau perante uma acção sísmica porque sofre compactação, o que pode originar problemas de derrocada.



Figura 4.1. Implantação de uma construção numa encosta, situação a evitar.

4.2.2 Concepção

Tendo em vista um bom comportamento sísmico de um edifício, com o intuito de realizar uma estrutura com custos aceitáveis, a parte 1 do Eurocódigo 8 (Eurocode 8, 2004), preconiza que a sua concepção deve ter por base os seguintes princípios: (a) simplicidade estrutural; (b) uniformidade, simetria e redundância; (c) resistência e rigidez bidireccionais; (d) resistência e rigidez de torção; (e) comportamento de diafragma ao nível dos pisos; e (e) fundação adequada.

A simplicidade estrutural é caracterizada pela transmissão das forças sísmicas através de trajectórias claras e directas, com o intuito de se obter uma maior fiabilidade na previsão do comportamento sísmico.

A construção em planta deve ser a mais simétrica possível em torno de dois eixos ortogonais, pois plantas assimétricas apresentam comportamentos com torção geralmente mais desfavoráveis para a estrutura. É de salientar que as construções de planta rectangular apresentam um melhor comportamento sísmico. Para favorecer o comportamento sísmico do edifício é também necessário implementar uma distribuição regular dos elementos estruturais em planta para promover uma transmissão curta e directa das forças sísmicas, garantindo uma uniformidade dos mesmos de modo a evitar zonas com elevada concentração de esforços e zonas com grandes exigências de ductilidade que possam conduzir a um colapso antecipado.

Por regularidade entende-se a presença de elementos resistentes em ambas as direcções principais, distribuídos de uma forma uniforme, tanto em planta como em altura, devendo escolher-se a rigidez dos elementos de forma a minimizar os efeitos da acção sísmica e a limitar o

desenvolvimento de deslocamentos excessivos que possam conduzir a efeitos de 2ª ordem. De modo a garantir-se a regularidade é de salientar algumas situações que devem ser evitadas (Carvalho & Oliveira, 1983): (a) existência dum piso muito compartimentado sobre um piso com poucas paredes ou mesmo somente suportado por pilares; (b) presença de paredes muito longas sem paredes transversais que confirmem travamento; (c) existência de uma distribuição pouco uniforme e acentuadas assimetrias na disposição de janelas e portas nas paredes exteriores; (d) desigualdade de dimensões de elementos estruturais nas várias zonas do edifício; e (e) existência de elementos não estruturais com pesos elevados, colocados sobre o edifício ou excêntricamente.

Nota: Os critérios de regularidade estrutural preconizados pelo Eurocódigo 8 podem ser consultados na parte 1 do mesmo, no ponto 4.2.3 (Eurocode 8, 2004).

O princípio da resistência e rigidez de torção tem por base dotar a estrutura de resistência e rigidez de modo a que a mesma não desenvolva movimentos de torção que conduzam a esforços não uniformes nos elementos estruturais.

Relativamente ao princípio de comportamento de diafragma ao nível dos pisos, este pretende assegurar a transmissão das forças sísmicas aos sistemas estruturais verticais e garantir que os mesmos actuam em conjunto na resistência a essas forças. Este conceito ganha extrema importância no pavimento de lajes de vigotas pré-tensionadas, como foi referido no ponto 3.3.4 do presente trabalho.

Segundo o ponto 4.2.2. da parte 1 do Eurocódigo 8 (Eurocode 8, 2004) é possível escolher um determinado número de elementos estruturais como elementos sísmicos secundários, ou seja, elementos que não participem na resistência à acção sísmica garantindo, no entanto, a resistência para as acções gravíticas e para os eventuais efeitos de 2ª ordem. A rigidez lateral de todos os elementos secundários não pode exceder 15% da rigidez dos elementos primários e a escolha dos elementos secundários não poderá alterar a classificação da estrutura quanto à sua regularidade estrutural.

É ainda de salientar que elementos não estruturais como por exemplo parapeitos, guardas, antenas, equipamentos mecânicos e ornamentações envolvendo cornijas, estatuetas, elementos salientes, bem como revestimentos pesados, devem ser alvo de especial atenção na sua solidarização à estrutura.

4.3 Fundações

Para além da função de transmissão ao terreno das cargas verticais, é importante que a estrutura de fundação garanta uma solidarização global do edifício. Para tal há que interligar os elementos de fundação por intermédio de lintéis de fundação, colocando-os ao nível das sapatas para evitar as denominadas “colunas curtas” que conduziriam a uma concentração de esforços nos pilares. A introdução de lintéis de fundação também beneficia o comportamento da estrutura, nomeadamente no que se refere a assentamentos, quando o solo de fundação é fraco.

A fundação deve ser efectuada depois de retirada a terra vegetal e a uma profundidade tal que apresente o terreno compacto. Os tipos de solos para ter em conta as condições locais de fundação na acção sísmica podem ser observados na tabela 5.1 da parte 1 do Eurocódigo 8 (Eurocode 8,

2004). As disposições construtivas a aplicar devem ser as preconizadas pelo Eurocódigo 2 (Eurocódigo 2, 2004).

4.4 Paredes

No âmbito do presente trabalho, as paredes retratadas são as de alvenaria. No entanto, existem vários tipos de paredes de alvenaria, tendo sido no Capítulo 2, abordadas os tipos que são objecto de estudo deste trabalho. No que concerne à função desempenhada, as paredes podem ser consideradas *resistentes*, quando suportam as cargas verticais devidas ao apoio dos pavimentos e coberturas para além do seu peso próprio, ou de *enchimento*, quando associadas a uma estrutura reticulada de betão armado.

É importante salientar que sob o ponto de vista sísmico todas as paredes têm função resistente, mesmo aquelas que não suportando cargas verticais para além do seu peso próprio pudessem ser consideradas de enchimento (Carvalho & Oliveira, 1983).

4.4.1 Aberturas

As aberturas existentes numa parede podem reduzir substancialmente a sua resistência e rigidez. Para que essa redução seja restringida e de modo a manter a regularidade de construção, a configuração das aberturas deve obedecer às seguintes regras (Carvalho & Oliveira, 1983; City University, 2007): (a) as aberturas devem localizar-se longe de zonas da parede de suporte de pavimentos ou da cobertura; (b) devem localizar-se, se possível, nas paredes menos esforçadas; (c) ser distribuídas regularmente pelas paredes exteriores sem que haja zonas muito “abertas” nem zonas muito “fechadas”, devendo dispor-se simetricamente em planta; (d) as aberturas em mais de um piso devem ser alinhadas verticalmente; e (e) não devem interromper-se vigas de contorno. Na Figura 4.2 ilustra-se a aplicação de regras que devem obedecer as aberturas nas paredes exteriores.

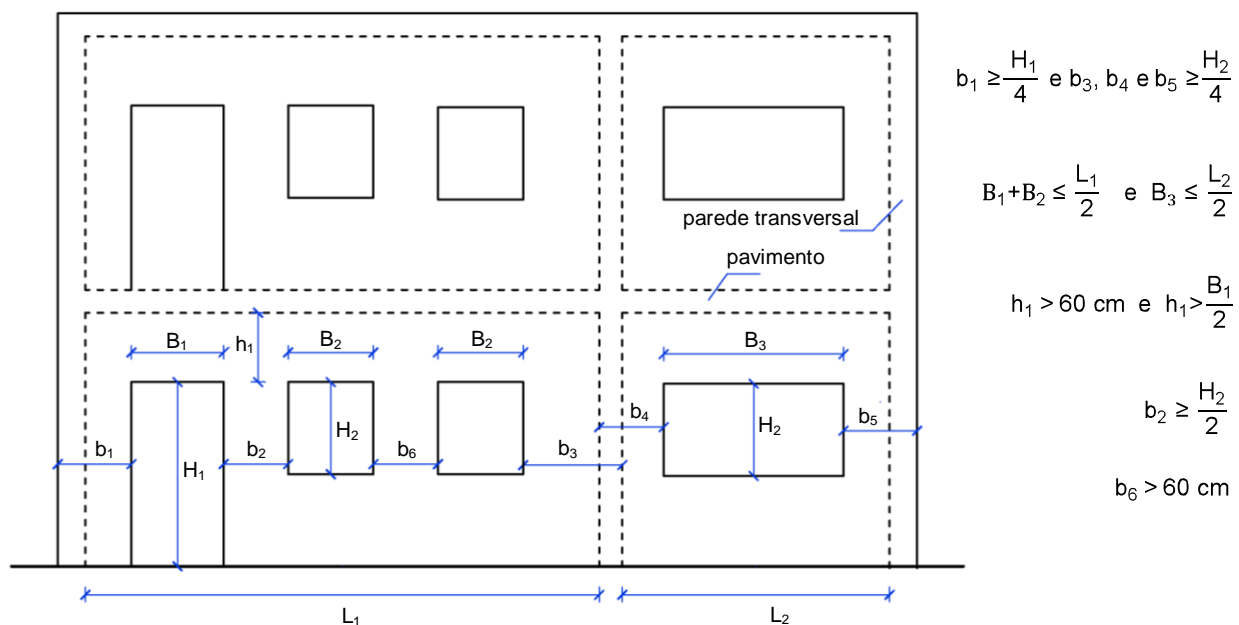


Figura 4.2. Regras para a localização de aberturas em paredes (adaptado de Carvalho & Oliveira, 1983).

Segundo Tomazevic (1999) devem ser introduzidos elementos verticais nos dois lados duma abertura no caso da mesma apresentar uma área seja superior a $2,5 \text{ m}^2$.

4.4.2 Alvenaria de pedra

A pedra é um material existente na natureza, podendo ser aproveitado para a construção de pequeno porte em vez de se recorrer a materiais transformados pelo homem como o betão, pois oferece no caso de apresentar boa qualidade, uma maior resistência. No entanto, o uso da pedra para a execução de alvenaria tem vindo a cair em desuso por razões de cariz económico, sendo actualmente utilizada maioritariamente numa vertente decorativa e ornamental. Um esquema de uma parede de alvenaria de pedra com vista a resistir à acção sísmica pode ser observado na Figura 4.3.

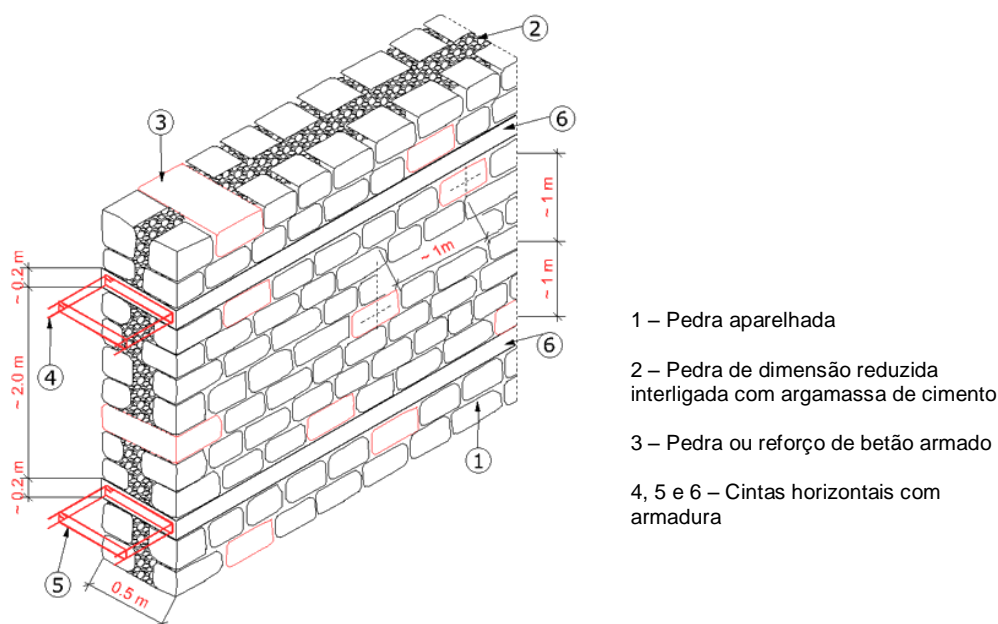


Figura 4.3. Parede de alvenaria de pedra sismo-resistente (Tomazevic, 1999).

As paredes de alvenaria de pedra devem ser construídas cumprindo as seguintes regras: (a) limpar os blocos da alvenaria para conferir uma melhor aderência à argamassa; (b) humedecer os blocos da alvenaria, pois caso contrário os mesmos podem absorver água de amassadura, necessária para a reacção de hidratação do cimento; (c) as pedras utilizadas na alvenaria devem ser talhadas regularmente, para permitir o travamento mútuo, devendo ser realizado o desfasamento das juntas entre elementos; (d) para se garantir um bom imbricamento é recomendável que os blocos se sobreponham num comprimento 0,4 vezes a altura do bloco ou 40 mm (City University, 2007); (e) na zona dos cunhais a sobreposição dos blocos de pedra deve ser no mínimo igual à sua largura (City University, 2007); (f) o mesmo tipo de pedra e de argamassa deve ser utilizado no mesmo piso (City University, 2007); e (g) a espessura das paredes deve ser mantida constante de piso para piso (City University, 2007).

4.4.3 Alvenaria de tijolo

A alvenaria de tijolo é o tipo de alvenaria mais utilizada em Portugal, com funções de enchimento nas estruturas porticadas de betão armado. As propriedades dos blocos de alvenaria devem seguir a norma europeia EN 771-1-6 (City University, 2007).

Devido à dificuldade de modelação dos fenómenos de interacção entre os pórticos de betão armado e as paredes de enchimento, na análise deste tipo de estruturas despreza-se habitualmente as referidas paredes, admitindo-se que os resultados obtidos se encontram do lado da segurança. No entanto, se para a verificação da segurança relativamente às acções verticais tal simplificação pode ser aceitável, o mesmo pode não suceder quando se consideram as acções sísmicas. (Pires & Carvalho, 1994)

Os fenómenos de interacção entre as paredes de enchimento e as estruturas reticuladas provocam alterações (positivas e negativas) no comportamento sísmico deste tipo de estrutura, nomeadamente, pelo aumento de rigidez, das frequências próprias, das forças de inércia, da resistência e da energia dissipada (Pires & Carvalho, 1994). A existência destes elementos “não estruturais” pode ainda alterar as zonas críticas da estrutura, introduzindo assim assimetrias relevantes da massa e rigidez, que não são levadas em consideração na fase de concepção, conduzindo também a uma redução de ductilidade.

Na Figura 4.4, pode observar-se um esquema de alvenaria de tijolo confinada por elementos horizontais e verticais (elementos constituintes do pórtico de betão armado).

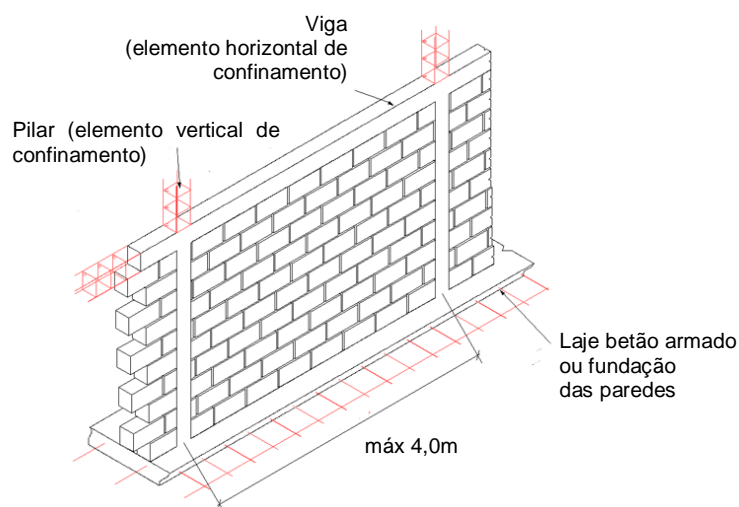


Figura 4.4. Alvenaria de tijolo confinada (City University, 2007).

Em paredes que sejam constituídas por dois panos de alvenaria é conveniente introduzir elementos metálicos a ligar o pano interior ao exterior, devendo estes elementos serem resistentes à corrosão.

Os elementos verticais de betão armado devem localizar-se nas intersecções das paredes e estar distanciados no máximo de 4m (City University, 2007). Na Figura 4.5 apresenta-se um esquema da distribuição aconselhada para os elementos verticais de confinamento.

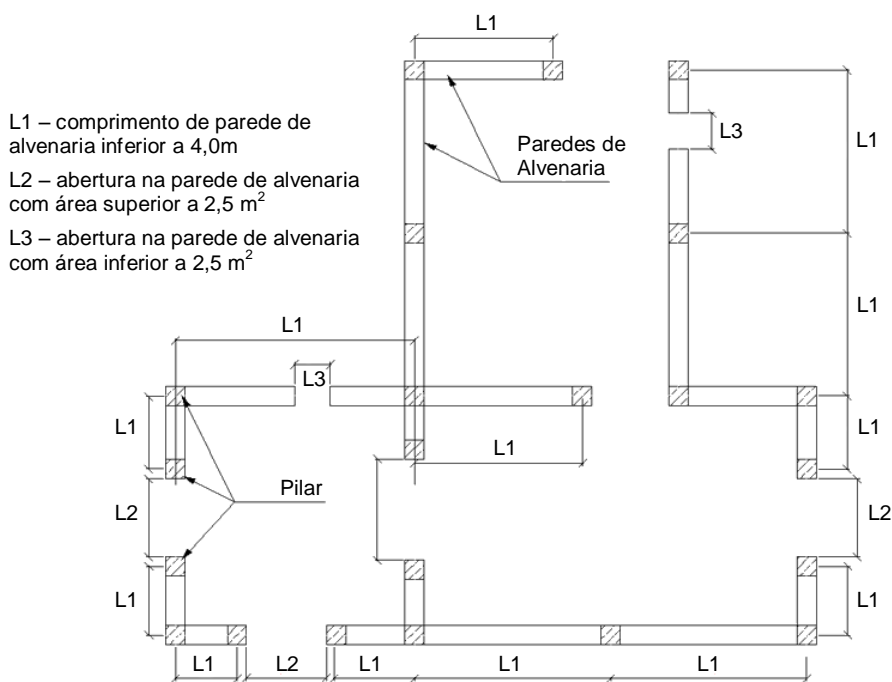


Figura 4.5. Distribuição aconselhada de elementos verticais (City University, 2007).

As regras a seguir na construção deste tipo de alvenaria são idênticas às da alvenaria de pedra (ponto 4.4.2 do presente trabalho).

4.5 Argamassas

Para além da qualidade dos blocos numa alvenaria (pedra, tijolo ou blocos de betão) e da sua colocação correcta, a resistência de uma parede depende também da qualidade da argamassa utilizada no assentamento (Carvalho & Oliveira, 1983). Se se utilizar uma alvenaria com blocos de boa qualidade, mas uma argamassa de fraca qualidade, a alvenaria resultante é de baixa resistência. Por conseguinte, a boa prática consiste em adequar a composição da argamassa ao tipo de alvenaria a executar.

As argamassas são constituídas por um ligante, areia e água. Os ligantes mais comuns são o cimento Portland, a cal hidráulica, a cal comum e o gesso. O cimento Portland e a cal hidráulica são ligantes hidráulicos (têm propriedade de fazer presa, mesmo dentro de água), sendo apropriados para a execução de argamassas resistentes, enquanto a cal comum e o gesso são ajustados para a utilização em argamassas de revestimentos interiores.

Para o assentamento de alvenarias exteriores preconiza-se um traço 1:4 ou 1:5 e um traço 1:5 ou 1:6 para assentamento de alvenarias interiores, utilizando cimento Portland e areia grossa (Carvalho & Oliveira, 1983), apesar da utilização de cal hidráulica também conduzir uma argamassa de qualidade.

Em relação aos rebocos, não se devem utilizar traços muito ricos uma vez que a retracção provoca o aparecimento de fendilhação nos paramentos. Deste modo, para rebocos exteriores aconselha-se um traço 1:5 ou 1:6 utilizando cimento Portland e areia média, ou traço 1:1,5:6 com cimento Portland, cal comum e areia média. Para rebocos interiores recomenda-se um traço 1:6 ou

1:7 utilizando cal hidráulica e areia média, ou 1:3:7 utilizando cimento Portland, cal comum e areia média. (Carvalho & Oliveira, 1983)

Nota: Intervalo granulométrico da areia grossa: 0,50 a 1,00 mm; intervalo granulométrico da areia média: 0,25 a 0,50 mm.

De seguida enunciam-se alguns cuidados a ter na execução e na aplicação das argamassas:

1. a água a utilizar deve ser limpa e doce sem apresentar turvação;
2. a areia deve estar lavada e livre de detritos minerais, orgânicos uma vez que estes detritos induzem uma diminuição da qualidade da argamassa resultante; e
3. caso se utilize areia proveniente do mar, esta deve ser lavada em água doce para que lhe seja retirado o sal.

4.6 Pavimentos

4.6.1 Laje de betão armado

Para pavimentos constituídos por laje maciça de betão armado devem ser aplicadas as verificações e disposições construtivas preconizadas no Eurocódigo 2 (Eurocódigo 2, 2004) para este tipo de elementos. Caso estas regras sejam cumpridas, o comportamento de diafragma ao nível dos pisos é garantido.

No entanto, para se garantir uma correcta ligação da laje às paredes de alvenaria de pedra, é conveniente proceder-se à execução de zonas maciças de betão armado e dispor-se de pormenorizações adequadas. No Apêndice A encontram-se pormenores de ligação entre laje de betão armado e parede de alvenaria de pedra.

4.6.2 Laje de vigotas pré-tensionadas

Para um eficaz comportamento de lajes de vigotas pré-tensionadas é necessário que se cumpra determinados aspectos importantes:

1. assegurar um bom nivelamento dos apoios;
2. colocação dos blocos de cofragem de modo a permitir a execução de tarugos (zonas maciças de betão armado transversais às vigotas com largura superior a 10 cm e pelo menos dois varões colocados sobre as vigotas). O espaçamento entre tarugos não deve ultrapassar os 2 m;
3. dispor de entregas suficientes para as vigotas, que deve ser de pelo menos 10 cm, devendo ser solidarizadas através de cintas ou de vigas betonadas em conjunto com a camada de betão complementar dos pavimentos;
4. maciçar a laje com betão na zona de apoios, para resistir aos momentos negativos, devendo estas zonas ser convenientemente dimensionadas;
5. sob paredes divisórias que tenham um peso próprio relativamente elevado colocar duas vigotas encostadas com o intuito de conferir maior resistência;
6. utilizar armaduras de distribuição preconizadas no documento de homologação;
7. a introdução de cargas suspensas tem de ser assegurada por peças apropriadas, incluídas no pavimento durante a execução;

8. a execução de aberturas com interrupção das vigotas é possível desde que se assegurem disposições especiais, tais como, nervuras transversais onde as vigotas interrompidas possam apoiar; e

9. humedecer as vigotas e blocos de cofragem antes da betonagem para não absorverem água de amassadura.

Alguns pormenores construtivos de lajes de vigotas pré-tensionadas encontram-se no Apêndice B.

4.7 Coberturas

Segundo o ponto 3.3.5 do presente trabalho, um aspecto primordial para o bom comportamento sísmico das coberturas de madeira, para além da sua própria estrutura executada de modo estruturalmente eficaz (Figura 2.11 a)), é a sua ligação às paredes. Para que se efective uma boa ligação aconselha-se a execução de uma viga de bordadura em betão armado ligando a cobertura à mesma, por intermédio de elementos metálicos, como se pode observar num corte esquemático apresentado na Figura 4.6.

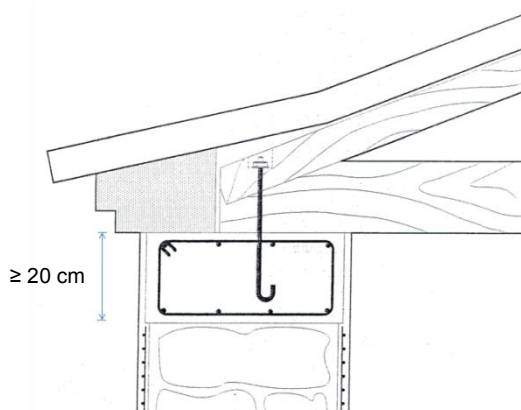


Figura 4.6. Ligação parede cobertura (Carvalho et al., 1998).

Relativamente às coberturas realizadas em estrutura de betão, há que seguir as regras preconizadas para os elementos de betão armado.

4.8 Elementos de travamento em betão armado

Tendo como objectivo dotar uma estrutura de um bom comportamento perante uma solicitação de um sismo é conveniente que as construções sejam dotadas de elementos de travamento vertical (montantes) e horizontais (lintéis de travamento). Nas construções de estrutura mista de alvenaria e betão armado é conveniente a introdução deste tipo de elementos, pois melhora consideravelmente o seu comportamento sísmico. No caso de construções porticadas de betão armado, devem seguir as regras de localização destes elementos. Na Figura 4.7 ilustra-se a localização dos elementos de travamento de betão armado.

Os elementos de travamento verticais devem implementar-se na zona de cunhal, em intersecções de paredes interiores com paredes exteriores, intersecção entre paredes interiores e como referido em 4.4.3 a distâncias não superiores a 4m.

Relativamente aos elementos horizontais devem localizar-se ao nível dos pavimentos (podendo ser integrados nos mesmos), no topo de paredes dando suporte a cobertura e ao nível superior das aberturas. Os lintéis devem acompanhar as paredes de fachada e de empena, circundando totalmente o perímetro da construção. (Carvalho & Oliveira, 1983)

No que respeita a dimensionamento e disposições construtivas, devem seguir o proposto na regulamentação, nomeadamente no Eurocódigo 2 e 8. No entanto, são de salientar determinadas regras:

1. assegurar a boa amarração das armaduras respeitando os comprimentos de amarração;
2. realizar as emendas de varões afastadas das zonas de ligação entre elementos (fundação, montantes, vigas, lintéis);
3. executar cuidadosamente os estribos e cintas, sem dobragens muito apertadas respeitando os afastamentos máximos entre si;
4. assegurar a boa ligação entre as armaduras longitudinais das várias peças nas zonas de cruzamento, diminuindo o espaçamento das armaduras transversais (cintas e estribos).

É importante alertar para a necessidade dos elementos de betão armado se manterem intactos durante a vida da construção, pois a abertura de roços para instalação de determinados equipamentos, pode reduzir de forma substancial a resistência da peça visada. Este tipo de intervenção implica a introdução de pontos fracos na estrutura que conduzem, na ocorrência de um sismo, à instalação de danos severos nessas zonas.

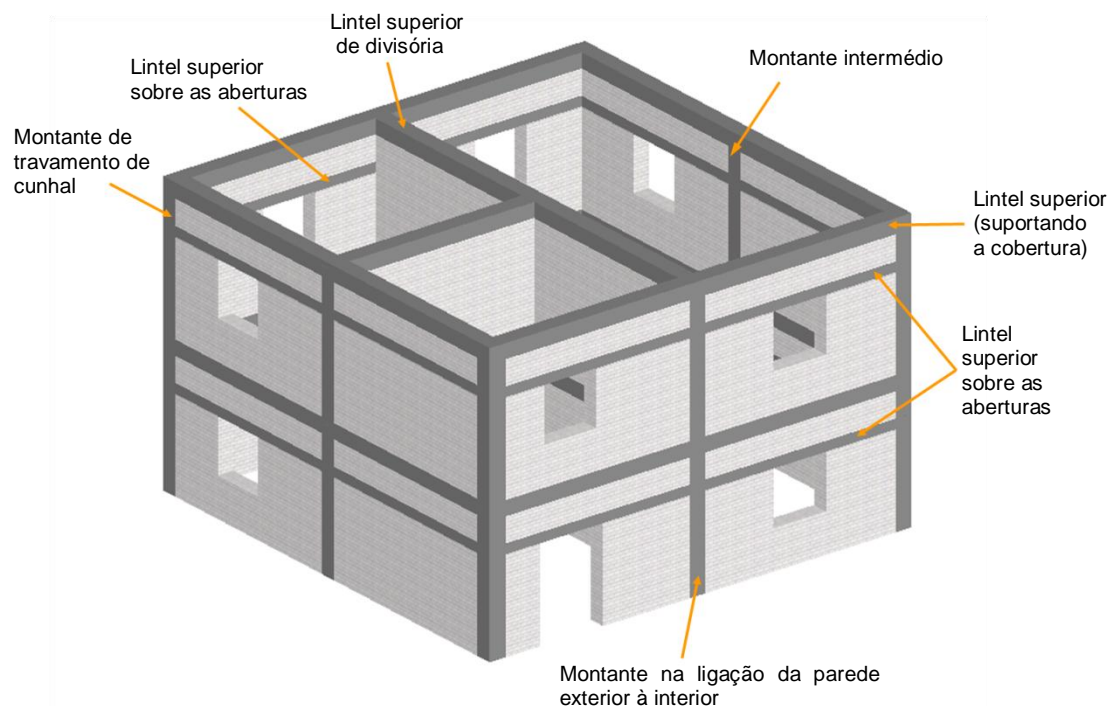


Figura 4.7. Localização esquemática dos elementos de travamento de betão armado (adaptado de Carvalho & Oliveira, 1983).

Os lintéis sobre as aberturas e os lintéis superiores de divisórias são dispensáveis em zonas de baixa sismicidade. Na Figura 4.8 são apresentadas disposições para os lintéis em zonas sísmicas.

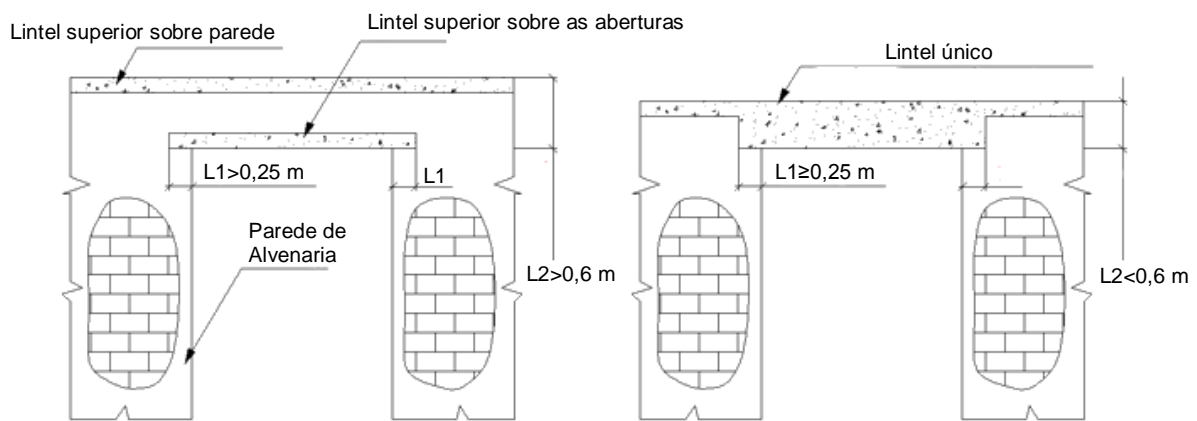


Figura 4.8. Exigências para lintéis em zonas sísmicas (City University, 2007).

4.9 Elementos salientes

A solidarização de elementos salientes à estrutura é de extrema importância do ponto de vista sísmico. Para se efectivar uma solidarização global destes elementos à estrutura pode recorrer-se à colocação de varões ou perfis nos cantos das chaminés e a ferrolhos para fixação de cornijas e estatuetas. O seu dimensionamento e respectivas ligações são descritos no ponto 4.3.5 da parte 1 do Eurocódigo 8 (Eurocode 8, 2004).

Capítulo 5: Reabilitação Sísmica

5.1 Introdução

A conservação de um edifício visa a manutenção do nível de qualidade ou características iniciais do mesmo. A reabilitação visa, no geral, melhorar o nível de qualidade inicial do edifício, ou impedir a sua degradação acentuada por não terem sido feitas conservações com periodicidade adequada.

É sabido que uma parte significativa do património habitacional português, pela sua idade, foi concebida e construída sem a consideração adequada da acção sísmica, apresentando deficiências importantes no seu comportamento, não possuindo em muitos casos a resistência necessária. Mesmo os edifícios de pequeno porte construídos mais recentemente, por motivos que não cabe aqui discutir, encontram-se na mesma situação dos anteriores. No caso de obras de conservação e reabilitação poderão colocar-se duas questões, a de assegurar à estrutura a segurança prevista nos regulamentos, ou a de assegurar a segurança que essa estrutura deveria ter.

A reabilitação sísmica de uma estrutura pode ser entendida como a recuperação do seu desempenho sísmico anterior, após a ocorrência de danos estruturais ou ausência de medidas de conservação ao longo do tempo, ou como melhoria do desempenho sísmico original associado a um dimensionamento sísmico inadequado ou inexistente (Elnashala & Termou, citado em Coelho, 2003). No primeiro caso englobam-se tipicamente intervenções de reparação e no segundo intervenções de reforço, sendo frequente a adopção de medidas de reabilitação que combinam os dois tipos de intervenção. No presente capítulo dar-se-á especial atenção às técnicas de reforço sísmico.

Incluem-se também no contexto da reabilitação sísmica, as medidas que visam a melhoria do desempenho através da modificação da resposta sísmica das estruturas, nomeadamente a utilização de dispositivos de isolamento sísmico ou de controlo (Coelho, 2003). Esta última vertente não será abordada no presente capítulo, sendo uma solução pouco económica de implementar em edifícios de pequeno porte.

Com vista à redução da vulnerabilidade sísmica deveria ser promovida uma campanha de conservação e reabilitação do parque habitacional. Uma vez que a acção sísmica tem vindo a ser agravada ao longo dos tempos com a entrada em vigor de sucessivos regulamentos, põe-se a questão de conferir às estruturas a segurança estrutural¹¹ como se fossem novas ou a segurança estrutural que elas deveriam ter em função do período de vida que ainda lhes resta. Como é óbvio, a resposta a esta questão não depende na maior parte dos casos dos projectistas, prendendo-se a razões de cariz económico. (Costa & Oliveira, 1994)

¹¹ Em Engenharia Sísmica é comum relacionar a segurança estrutural com o pressuposto das vidas humanas estarem protegidas, os danos serem limitados e as instalações vitais permanecerem activas (Costa & Oliveira, 1994)

5.2 Avaliação do desempenho sísmico

A avaliação do desempenho sísmico dos edifícios existentes tem por objectivo determinar se uma dada estrutura existente tem capacidade de não colapsar ou apresentar um estado de dano compatível com as funções para as quais se destina, perante a acção de um sismo vindouro (Candeias, Massena & Coelho, 2003).

A incerteza na avaliação das estruturas existentes e possível intervenção estrutural, associada à época de construção, a eventuais imperfeições ocultas, ou a sismos anteriores com efeitos desconhecidos, é diferente da incerteza inerente ao dimensionamento de estruturas novas. Por conseguinte, na avaliação de estruturas existentes é introduzido o conceito de nível de conhecimento, associado à quantidade e fiabilidade da informação disponível, determinando a validade dos métodos de análise e os valores dos coeficientes de confiança que afectam as propriedades dos materiais. (Coelho, Carvalho & Silva, 2004)

5.2.1 Exigências de comportamento e critérios de verificação

As exigências fundamentais referem-se aos estados de dano apresentados por uma estrutura. Segundo a parte 3 do Eurocódigo 8 (Eurocode 8, 2005), parte destinada à avaliação e reforço de edifícios. Esses estados de dano são caracterizados por intermédio de três Estados de Dano ou Estados Limite (Coelho et al., 2004):

1. *Estado de Colapso Eminente (NC)*, em que a estrutura se encontra severamente danificada, com fraca resistência e rigidez residual. A maior parte dos elementos não estruturais colapsaram. Observam-se deslocamentos relativos permanentes elevados. A estrutura está próxima do colapso e provavelmente não suportará a acção de outro sismo, mesmo com intensidade moderada.
2. *Estado de Danos Severos (SD)*, em que a estrutura apresenta danos significativos, apresentando alguma resistência e rigidez residual e os elementos verticais são capazes de suportar cargas verticais. Os elementos não-estruturais apresentam danos, não se verificando colapsos fora do plano de paredes divisórias e de enchimento. Observam-se deslocamentos relativos permanentes, moderados. A estrutura pode ainda suportar acções sísmicas de intensidade moderada. Uma reparação da estrutura poderá ser economicamente pouco viável.
3. *Estado de Limitação de Dano (DL)*, em que a estrutura exhibe danos ligeiros, sem cedência significativa dos elementos estruturais, que mantêm as suas características de resistência e rigidez. Os elementos não estruturais apresentam fendilhação difusa, sendo de reparação fácil e económica. Não se observam quaisquer deslocamentos relativos permanentes. A estrutura não necessita de reparação.

Os níveis de protecção apropriados, associados à excedência dos Estados de Dano, correspondem à selecção, para cada um dos Estados de Dano, de um período de retorno e uma acção sísmica de dimensionamento (definidas na óptica do Eurocódigo pelas Autoridades Nacionais). Os critérios de verificação incluem assim, a escolha da acção sísmica, do método de análise e dos procedimentos de dimensionamento apropriados dos diferentes materiais estruturais. Para esta verificação é permitido uma abordagem com recurso aos coeficientes de comportamento q , dentro da

filosofia da parte 1 do Eurocódigo 8, devendo os elementos estruturais ser verificados de modo a que as exigências associadas à acção sísmica não excedam as capacidades resistentes dos materiais. Estas capacidades deverão ser avaliadas de acordo com os Estados de Dano considerados e com base nos valores médios das propriedades dos materiais, obtidos por ensaios *in-situ* e adequadamente modificados por coeficientes de confiança em função do nível de conhecimento.

5.2.2 Informação para avaliação estrutural

De acordo com a parte 3 do Eurocódigo 8, de um modo geral, a informação de base para uma avaliação estrutural deve englobar os seguintes pontos:

1. identificação do sistema estrutural e a sua conformidade com os critérios de regularidade definidos no ponto 4.2.3 da parte 1;
2. tipo de fundação e condições do subsolo, classificando-os de acordo com o ponto 3.1 (parte 1);
3. dimensões e propriedades dos elementos estruturais, características dos materiais constituintes e estado de conservação;
4. eventuais defeitos dos materiais ou pormenorização inadequada;
5. critério do dimensionamento sísmico utilizado no projecto original, incluindo o valor do coeficiente de comportamento q , se aplicável;
6. descrição do tipo de utilização actual ou futura da estrutura (com identificação da sua categoria de importância, descrita no ponto 4.2.5 da parte 1);
7. reavaliação e quantificação das acções variáveis, em função do tipo de utilização; e
8. tipo e extensão dos danos estruturais existentes, incluindo reparações anteriores.

São ainda definidos 3 níveis de conhecimento para a informação de base no ponto 3.3 da parte 3 do Eurocódigo 8, que reflectem a quantidade e qualidade da informação recolhida. Com base nestes níveis de segurança, são definidos no mesmo ponto os métodos de análise aplicáveis e os respectivos factores de confiança.

5.2.3 Avaliação estrutural

A avaliação estrutural é um procedimento no qual se verifica se a estrutura existente, danificada ou não, resiste à combinação sísmica de dimensionamento.

5.2.3.1 Acção sísmica

A definição da acção sísmica é dependente da zona sísmica, do tipo do solo e da fonte sismogénica (Guerreiro, 2007). A acção sísmica pode ser definida através de espectros de resposta, espectros de potência, accelegramas artificiais, registados ou simulados.

Os modelos básicos para a definição da acção sísmica e combinação de acções são os definidos na parte 1 do Eurocódigo 8, com o recurso a espectros de resposta elásticos de aceleração, que representam a componente horizontal do movimento (S_e) do solo em função do período (T).

O espectro de resposta elástico preconizado no Eurocódigo 8, é definido através das seguintes expressões:

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (5.1)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (5.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (5.3)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (5.4)$$

onde:

$S_e(T)$ espectro de resposta elástico;

T período de vibração de um sistema linear de um grau de liberdade;

a_g valor de cálculo da aceleração no terreno tipo A;

T_B limite inferior do período do troço de aceleração constante;

T_C limite superior do período do troço de aceleração constante;

T_D valor que define o troço de deslocamento constante;

S factor do solo;

η factor de correcção do amortecimento (toma o valor de 1 para coeficiente de amortecimento de 5%)

Nota: Os tipos de terreno propostos pelo Eurocódigo 8 podem ser consultados no ponto 3.1.2 da parte 1.

Na Figura 5.1 pode observar-se a configuração do espectro de resposta elástico.

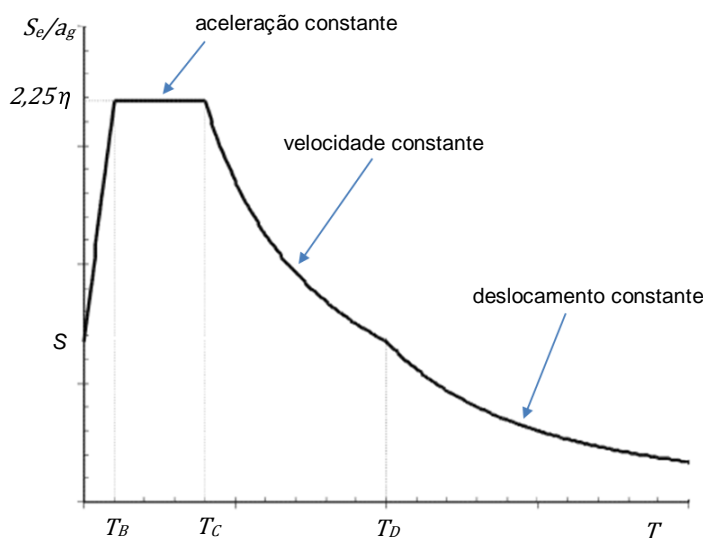


Figura 5.1. Configuração do espectro de resposta elástico (adaptado de Eurocode 8, 2004).

O Eurocódigo 8 define duas acções sísmicas: (a) acção tipo 1 (“sismo afastado”), que pretende representar a acção de um sismo de elevada magnitude e grande distância focal; e (b) acção tipo 2

(“sismo próximo”), que pretende representar a acção de um sismo de magnitude moderada e pequena distância focal.

Os valores de T_B , T_C , T_D e de S dependem do tipo de terreno e da zona do território, enquanto o valor de cálculo da aceleração no terreno tipo A (a_g) depende apenas da zona do território, sendo definidos pela autoridade nacional. Na Figura 5.2 ilustra-se a proposta da autoridade nacional para o zonamento do território português e no Quadro 5.1 apresentam-se os valores de cálculo da aceleração no terreno tipo A, recomendados pela mesma autoridade.

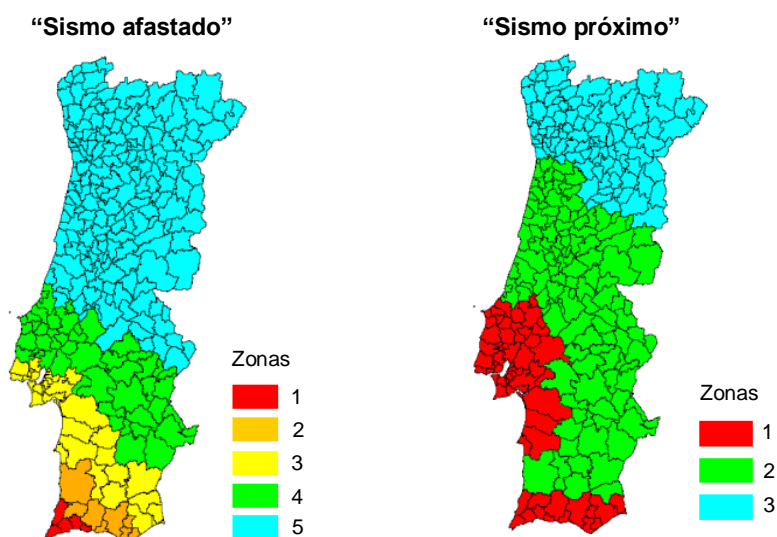


Figura 5.2. Zonamento do território (GT-EC8, 2007).

Quadro 5.1. Valores de cálculo da aceleração no terreno tipo A (GT-EC8, 2007)

Zona	a_g [m/s ²]	
	“Sismo afastado”	“Sismo próximo”
1	2,50	1,70
2	2,00	1,10
3	1,50	0,80
4	1,00	–
5	0,70	–

A acção sísmica deve ter em conta o nível de fiabilidade exigido para a estrutura, multiplicando o valor característico da acção sísmica por um factor de importância (γ_I), indicado no Quadro 5.2.

Quadro 5.2. Classes de importância para edifícios (Eurocode 8,2004)

Classe de importância	Edifícios	Factor de importância (γ_I)
I	Edifícios de pequena importância para a segurança pública (e.g. edifícios agrícolas)	0,8
II	Edifícios comuns, não englobados nas outras categorias	1,0
III	Edifícios cuja resistência sísmica é importante no que toca a consequências advindas do colapso (e.g. escolas)	1,2
IV	Edifícios cuja integridade durante um sismo é de vital importância para a sociedade (e.g. hospitais, quartéis de bombeiros)	1,4

A partir da análise dinâmica linear é possível obter os esforços elásticos, podendo-se estimar os seus esforços não lineares através da aplicação do coeficiente de comportamento, como se pode verificar na Figura 5.3. Esta aproximação é fiável para estruturas que apresentem distribuições uniformes de massa e rigidez.

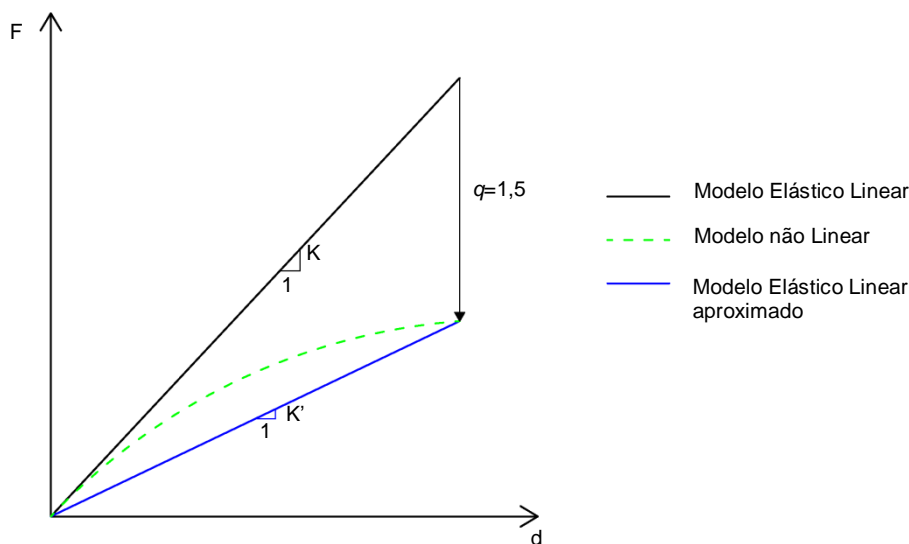


Figura 5.3. Aproximação do modelo linear ao comportamento não linear.

5.2.3.2 Modelo estrutural e métodos de análise

O modelo estrutural deve ser estabelecido com base na informação recolhida e ser adequado à determinação dos efeitos das acções para a combinação sísmica, em todos os elementos estruturais (Coelho, 2003).

A parte 3 do Eurocódigo 8, no ponto 4.4, estabelece que a determinação dos efeitos das acções para a combinação sísmica pode ser baseada na utilização dos seguintes métodos de análise: (a) estática linear (forças estáticas); (b) dinâmica linear (espectro de resposta); (c) estática não-linear (pushover); e (d) dinâmica não-linear. A opção fundamental corresponde à utilização de modelos de comportamento linear, sendo a análise dinâmica linear a mais usual.

Dadas as dimensões dos edifícios de pequeno porte, estes podem ser classificados como edifícios de baixa ductilidade, podendo o seu coeficiente de comportamento (q) tomar um valor de 1,5. O ponto 5.2.1 da parte 1 do Eurocódigo 8 estipula que para edifícios de betão armado com baixo nível de ductilidade, devem ser aplicadas as regras da parte 1 do Eurocódigo 2, para a combinação sísmica.

Na análise estrutural a parte 1 do Eurocódigo 8, preconiza que deve ser utilizada a rigidez em estado fendilhado (rigidez referente ao início da cedência das armaduras), tomando um valor igual a metade da rigidez em estado não fendilhado. Esta recomendação implica um aumento dos deslocamentos e dos efeitos $P-\Delta$.

Em edifícios porticados, devem também ser consideradas as paredes de enchimento de pórticos que contribuam significativamente para a rigidez lateral da estrutura (geralmente as que não apresentam aberturas ou que as mesmas sejam de reduzida dimensão), introduzindo também esforços de corte nos pilares. As referidas paredes introduzem esforços de corte nos pilares.

5.2.3.3 Verificação de segurança

Sendo a verificação de segurança o objectivo final da avaliação das estruturas existentes, o conhecimento das acções que actuam ou poderão actuar na estrutura, têm um valor primordial.

a) Estado Limite Último

Segundo o ponto 4.4.2 da parte 1 do Eurocódigo 8, para o estado limite último é necessário garantir condições relativas à resistência, ductilidade, equilíbrio, estabilidade de fundações e juntas sísmicas. Para edifícios de pequeno porte, pensa-se que a verificação do estado limite último é assegurada verificando a condição relativa à resistência e que os elementos estruturais respeitem as disposições construtivas preconizadas pelo Eurocódigo 2.

A verificação da capacidade resistente de uma estrutura é efectuada em termos de esforços e consiste em verificar a seguinte condição:

$$E_d \leq R_d \quad (5.5)$$

onde:

i) E_d representa o valor de cálculo das acções definido pelo Eurocódigo 0 (Eurocode 0, 2001):

$$E_d = E \{ \gamma_{F,i} \cdot F_{K,i} \} = \gamma_{Sd} \cdot E \{ \gamma_{f,i} \cdot F_{K,i} \} \quad (5.6)$$

Na expressão (5.6), $F_{K,i}$ representa o valor característico da acção, $\gamma_{F,i}$ o coeficiente parcial de segurança que tem em conta os erros associados ao modelo de cálculo utilizado (γ_{Sd}) e a incerteza da acção ($\gamma_{f,i}$). Na avaliação de estruturas existentes o valor de $\gamma_{f,i}$ pode ser inferior ao considerado no dimensionamento de estruturas novas, uma vez que nas estruturas existentes é possível obter informações mais rigorosas relativamente às acções.

No que diz respeito ao coeficiente γ_{Sd} pode ser tomado com o mesmo valor na avaliação de estruturas existentes, pois a incerteza no modelo de cálculo é similar. No entanto, no reforço da estrutura existente surgem incertezas adicionais relacionadas com o comportamento estrutural, o que conduz a um valor do coeficiente γ_{Sd} superior ao utilizado no dimensionamento de estruturas novas.

Segundo o Eurocódigo 8, os esforços (E_d), referentes à combinação de acções que envolve o sismo deve incluir os efeitos de 2º ordem (efeitos P- Δ). As considerações necessárias para a sua contabilização encontram-se no ponto 4.4.2.2. da parte 1 do referido regulamento.

ii) R_d , representa o valor de cálculo das resistências, definido pelo Eurocódigo 0 (Eurocode 0, 2001):

$$R_d = R \left\{ \frac{X_{k,i}}{\gamma_{M,i}} \right\} = \frac{1}{\gamma_{Rd}} R \left\{ \frac{X_{k,i}}{\gamma_{m,i}} \right\} \quad (5.7)$$

Na expressão (5.7), $X_{k,i}$ representa o valor característico da resistência; $\gamma_{M,i}$ o coeficiente parcial de segurança que tem em conta a incerteza ao nível dos materiais ($\gamma_{m,i}$) e em relação ao modelo de cálculo da resistência (γ_{Rd}).

O valor do coeficiente $\gamma_{m,i}$ pode ser inferior na avaliação de estruturas existentes em relação ao dimensionamento de estruturas novas, mas no caso de se tratar de uma operação de reforço o seu valor é igual.

Na avaliação de estruturas existentes e no dimensionamento do reforço de estruturas o cálculo dos esforços resistentes pode ser efectuado de duas formas (Gomes & Appleton, 1997):

1. *adopção de um coeficiente de monolitismo*, em que a resistência do elemento reforçado é inicialmente calculada através de relações constitutivas de cálculo de materiais novos, admitindo que não existem danos e que a ligação entre os materiais é perfeita, sendo este valor reduzido através de um coeficiente global de segurança $\gamma_{n,m}$ designado por coeficiente de monolitismo, que varia consoante a técnica de reforço; ou
2. *modelação do nível de danos e das tensões iniciais* dos materiais existentes e simulação do elemento reforçado incluindo o comportamento da interface com os materiais de adição.

b) Limitação de Danos

Segundo o Eurocódigo 8 (ponto 4.4.3 da parte 1) para se considerar que perante a acção sísmica a segurança aos estados limite de utilização é assegurada, os seguintes limites devem ser verificados:

1. para edifícios que disponham de elementos não estruturais construídos com materiais frágeis fixos à estrutura

$$d_r \nu \leq 0,005 h \quad (5.8)$$

2. edifícios com elementos não estruturais construídos com materiais dúcteis

$$d_r \nu \leq 0,0075 h \quad (5.9)$$

3. edifícios com elementos não estruturais fixos de modo a não interferir com a deformação da estrutura

$$d_r \nu \leq 0,010 h \quad (5.10)$$

onde:

- h representa a altura do piso;
- ν é um factor de redução que tem em conta o baixo período de retorno associado à acção sísmica para o estado limite de serviço. Os valores recomendados são 0,4 para as classes de importância III e IV e 0,5 para as classes de importância I e II (ver Quadro 5.2);
- d_r corresponde aos deslocamentos relativos entre pisos, podendo ser calculado pela seguinte expressão:

$$d_r = (d_{ei} - d_{ei-1}) \quad (5.11)$$

Na expressão (5.11) d_{ei} e d_{ei-1} representam os deslocamentos elásticos de dois pisos consecutivos.

5.3 Intervenção estrutural

Com base nas conclusões da avaliação da estrutura e/ou natureza e extensão dos danos, devem ser tomadas as decisões sobre intervenção que minimizem os custos de intervenção e optimizem os interesses sociais (Coelho et al., 2004), devendo definir-se os objectivos a atingir com a intervenção de reforço.

A reabilitação sísmica das estruturas deve seguir duas estratégias, reabilitação ou melhoramento do sistema estrutural global e reabilitação ou reforço dos elementos estruturais. Uma estratégia de reforço global será oportuna se os seus elementos não forem muito frágeis e se oferecerem um bom comportamento para solicitações sísmicas na estrutura reabilitada. Para estruturas com um deficiente comportamento sísmico, as estratégias de reforço local da mesma não resultam numa melhoria significativa do seu comportamento sísmico. Na maioria dos casos, a melhor solução de melhoramento do comportamento sísmico de uma estrutura passa pela conjugação dos dois tipos de estratégia. (Varum, Costa & Pinto, 2007)

Segundo Fardis (1998), qualquer intervenção de reabilitação não deverá prejudicar a capacidade resistente e a segurança de nenhum elemento estrutural.

No ponto 6 da parte 3 do Eurocódigo 8 (Eurocode 8, 2005) estipula-se que o projecto de uma intervenção estrutural deverá abranger os seguintes passos:

1. *fase de concepção*, onde devem ser seleccionadas as técnicas e os materiais, bem como o tipo e configuração da intervenção, devendo ainda proceder-se ao pré-dimensionamento dos elementos estruturais adicionais e à estimativa dos valores de rigidez e resistência nos elementos a reparar ou reforçar;
2. *análise da estrutura*, após intervenção, que deve ser efectuada com a recurso aos métodos indicados no ponto 5.2 do presente trabalho, respeitando as respectivas condições de aplicabilidade e tendo em conta as novas características do edifício; e
3. *verificações de segurança*, tanto nos elementos existentes como nos novos elementos estruturais. A informação necessária relativa à avaliação das capacidades dos materiais encontra-se nos anexos relativos aos diferentes materiais.

As estratégias de intervenção estrutural de reabilitação têm geralmente como objectivos, a redução das cargas actuantes e da massa, o aumento da capacidade da estrutura para que esta tenha resistência adequada ou a modificação da sua resposta sísmica (isolamento sísmico). A redução das cargas pode ser assegurada recorrendo a uma demolição parcial da estrutura ou pela restrição ou alteração da utilização do edifício. As intervenções visando o aumento da capacidade dos elementos consistem essencialmente na modificação, total ou parcial, de elementos ou do sistema estrutural, em termos de rigidez, resistência ou ductilidade. O aumento de capacidade pode ser alcançado por intervenção directa sobre os elementos estruturais, através da sua reparação e/ou reforço, envolvendo geralmente soluções como o aumento das dimensões dos elementos e/ou a substituição de elementos estruturais. Alternativamente, pode modificar-se o sistema estrutural através da introdução apropriada de elementos estruturais adicionais ligados à estrutura, ou de um novo sistema resistente a forças horizontais, geralmente com funcionamento independente, que por si só garante a resistência necessária e garante a estabilidade do sistema inicial. (Coelho, 2003)

Há que realçar que os projectos de intervenção estrutural destinados a conferir resistência devem também incluir verificações estruturais para as combinações de acções não sísmicas.

5.4 Técnicas de reforço

O reforço sísmico deve ser abordado como uma medida que visa conferir melhores características sísmo-resistentes, podendo as ditas medidas serem traduzidas na estrutura através duma melhoria significativa da capacidade de deformação elástica – ductilidade, e/ou rigidez, e/ou resistência, e/ou capacidade de dissipação de energia e/ou mecanismos estáveis de deformação (Varum, et al., 2007). Na reabilitação de edifícios é usual recorrer-se à combinação de várias técnicas e/ou estratégias de reforço.

5.4.1 Estrutura mista de alvenaria e betão

Os tipos de intervenção estrutural para melhoria do desempenho sísmico de estruturas mistas de alvenaria e betão envolvem: (a) a modificação da configuração em planta da estrutura para redução de assimetrias; (b) reforço das ligações entre paredes perpendiculares; (c) reforço ou substituição das estruturas da cobertura; (d) reforço das ligações entre paredes e pavimentos ou cobertura; (e) consolidação e reforço de alvenarias; e (f) reforço das fundações. (Coelho, 2003)

5.4.1.1 Consolidação e reforço de alvenarias

Com o intuito de melhorar as propriedades das alvenarias de fraca qualidade ou danificadas, recorre-se frequentemente à consolidação das paredes por injeção com caldas de cimento ou resinas (Coelho, 2003).

Tendo em vista a consolidação de paredes de alvenaria de pedra seca ou fracamente argamassada deverá proceder-se à limpeza das juntas (removendo detritos ou a argamassa pré-existente na maior profundidade possível) e o seu refechamento com argamassa de cimento, ou betão de granulometria fina, se for para o preenchimento de volumes maiores. A limpeza deverá ser terminada com a aplicação de um jacto de água nas juntas e o seu refechamento deve ser feito com estas humedecidas. Após o refechamento das juntas deverá ser executado um reboco em argamassa de cimento incorporando malha metálica de aço galvanizado (rede de metal distendido, por exemplo). Estes trabalhos devem ser executados desde o nível da fundação das paredes, ou pelo menos até 40 cm de profundidade abaixo do nível de terreno adjacente, e em ambos os paramentos (interior e exterior). (Carvalho et al., 1998)

Adicionalmente, em paredes de alvenaria de duas folhas, deve-se introduzir elementos metálicos transversais à parede, ancorados nos rebocos por intermédio de ganchos ou cotovelos, abraçando pelo exterior a respectiva rede metálica (Carvalho et al., 1998). Um esquema da implementação deste tipo de técnicas pode ser observado na Figura 5.4. Muitas vezes, por razões estéticas, é conveniente não colocar malha metálica no paramento exterior.

Mais recentemente, tem vindo a levantar-se a possibilidade de introdução de novos materiais, tais como reforços de fibra de vidro e de carbono, no reforço sísmico de edifícios de alvenaria. Este tipo de solução devido à sua elevada resistência, não dissipa energia em regime histerético. Outro senão da utilização deste tipo de solução é o seu mau comportamento perante o fogo.

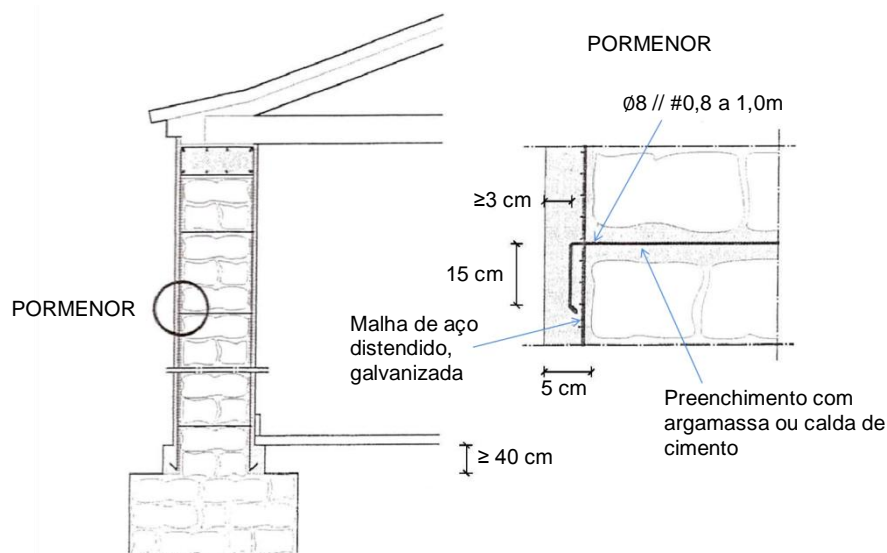


Figura 5.4. Esquema de consolidação de parede de alvenaria de pedra (Carvalho et al., 1998).

É difícil executar um reforço sísmico em paredes de alvenaria de pedra com vista a evitar os sérios danos causados pelas acelerações verticais provocadas pelas ondas sísmicas, pois seria necessária a existência de um pórtico que absorvesse as tracções instaladas na alvenaria. Este problema colocasse especialmente na região dos Açores, que pode ser atingida por sismos com epicentro próximo. Nas regiões do continente com maior risco sísmico está problema poder-se-á colocar para sismos ocorridos devido a fenómenos intraplacas, que são na generalidade sismos menos intensos que os ocorridos devido a fenómenos interplacas.

No caso da existência de paredes muito longas (comprimentos superiores a 15m), sobretudo quando não são incorporados montantes, ou edifícios de mais de um piso, deverão ser colocados tirantes de aço, interligando as paredes exteriores e com afastamento não superior a 5m. Estes tirantes deverão ser bem ancorados numa cinta periférica que deverá existir ao nível da cobertura. (Carvalho et al., 1998)

5.4.1.2 Coberturas e pavimentos

O reforço de coberturas e pavimentos em edifícios com estrutura mista de alvenaria e betão deve passar por dotar a estrutura das disposições referidas nos pontos 4.6 e 4.7 do presente trabalho.

5.4.1.3 Fundações

A consolidação das fundações é normalmente precedida de sondagens, realizadas localmente através da abertura de poços junto das paredes, que permitem avaliar não só as características do terreno de fundação, mas também o estado em que se encontra a infraestrutura e o modo como foi executada (Andrade, 1992).

Muitas vezes o reforço das fundações de paredes é imperativo, pois em variadíssimos casos não possuem profundidade nem largura suficientes para que confiram à restante estrutura um encastramento razoável e uma adequada degradação de cargas até terreno firme. Este reforço é conseguido realizando sucessivamente troços de aproximadamente 1m de comprimento em que se

“descalça” a fundação existente até à cota de projecto e se executa de imediato o enchimento com betão ciclópico. Em alguns casos é necessário introduzir vigas de fundação, que se pode conseguir através da justaposição de elementos pré-fabricados de betão ligeiramente armados. (Andrade, 1992)

5.4.2 Estrutura de betão armado

Em edifícios de betão armado, os tipos mais comuns de intervenção estrutural para melhorar o seu comportamento sísmico, cingem-se geralmente a medidas que visam aumentar a resistência da estrutura a forças horizontais ou conferir-lhe maior ductilidade (Fardis, 1998).

As medidas de intervenção para aumento da resistência ou ductilidade consistem por vezes no reforço localizado de elementos ou regiões potencialmente críticas do ponto de vista da vulnerabilidade sísmica. Pode ainda, proceder-se à demolição ou ao redimensionamento de elementos não-estruturais, geralmente paredes, cuja influência no comportamento da estrutura possa ser significativa. Pode também ser necessário o reforço de fundações. (Coelho, 2003)

No dimensionamento de uma solução de reforço deverá garantir-se: (a) que o aumento da capacidade resistente de um elemento em flexão não o torna frágil à rotura por corte; (b) o reforço de vigas não transfere as rótulas plásticas para os pilares; (c) a capacidade resistente dos nós viga-pilar; (d) a continuidade do “caminho de cargas”, garantido a transferência em segurança das forças de inércia dos elementos onde estas ocorrem, para os elementos do sistema resistente, até as fundações; (e) a segurança das ligações entre elementos existentes na estrutura original e elementos de reforço; e f) a estrutura reforçada não tenda a concentrar os danos numa zona localizada não preparada para tal. (Varum et al. 2007)

5.4.2.1 Introdução de novos elementos

Uma solução típica de reforço sísmico em edifícios com sistema porticado de betão armado consiste na construção de paredes resistentes em betão armado adicionais, ligadas à estrutura existente. Desde que seja assegurada a eficiência da ligação entre elementos novos e existentes, em particular tendo em atenção o contacto entre betões de idades diferentes, o funcionamento conjunto das paredes adicionais com a estrutura existente traduz-se numa alteração significativa da distribuição de esforços, sendo grande parte das forças de inércia transmitidas aos novos elementos, aliviando assim os existentes (Coelho, 2003). Neste tipo de solução, é imperativo, como é óbvio, que se executem novas fundações.

Existe também a hipótese da introdução de contraventamentos metálicos. Esta solução de reforço sísmico consiste na introdução de contraventamentos adequadamente ligados à estrutura, de modo a dotar a estrutura de capacidade resistente suficiente, implicando geralmente o reforço dos pilares adjacentes aos elementos metálicos. Uma vantagem desta técnica face à da adição de paredes resistentes prende-se com o facto de geralmente não ser necessário a intervenção de reforço nas fundações.

5.4.2.2 Reforço de elementos estruturais existentes

O recurso à solução de reforço de elementos existentes é adequado quando a estrutura existente apresenta uma boa concepção sísmica, tanto em planta como em alçado (simetria, uniformidade em altura, uniformidade e regularidade em altura). (Carreira, 2000)

Nas técnicas de reforço de elementos existentes há que se tirar partido da capacidade de redistribuição de esforços da estrutura, ou seja, dos mecanismos de redistribuição não linear (resistência não linear duma estrutura), para localizar a intervenção de reforço, colocando o reforço no local que conduza a uma solução mais económica, sendo para tal imperativo que a estrutura apresente ductilidade suficiente (reforço selectivo).

a) Pilares, Vigas e Lajes

Para aumentar a capacidade resistente de vigas e pilares é corrente recorrer-se às seguintes técnicas: (a) reforço por encamisamento; e (b) reforço por adição de armaduras exteriores.

O reforço por encamisamento de um elemento consiste em envolver a sua secção transversal com uma camada de betão ou argamassa, na qual se inserem novas armaduras (longitudinais e/ou transversais). A sua utilização é recomendável para elementos severamente danificados, ou com resistência insuficiente, com o intuito de melhorar a sua rigidez, resistência e ductilidade. É particularmente eficiente na correcção de deficiências em resistência ao corte e à flexão e/ou capacidade de deformação, na correcção de zonas com insuficiente comprimento de sobreposição de armaduras nas zonas de emenda (Varum et al. 2007).

O encamisamento é uma das técnicas de reforço mais populares, pois utiliza os materiais que se usam na construção de estruturas em betão armado novas. No entanto, a sua grande diferença face a uma construção nova de betão armado é o modo de preparação e o tipo de betão utilizado que tem de ser mais fluído.

Ainda no que concerne ao reforço por encamisamento de um elemento, pode-se utilizar o *shotcrete*. Esta técnica consiste na projecção de betão com elevado conteúdo de cimento e agregados finos nas superfícies dos elementos a reforçar. Pode ser utilizada em zonas onde a utilização de cofragens é complexa. É também frequentemente utilizada no reforço de alvenarias. (Varum et al. 2007)

O reforço de vigas e lajes com armaduras exteriores é aplicável quando há deficiência nas armaduras já existentes, mas as dimensões dos elementos estruturais e a qualidade do betão são aceitáveis (Carreira, 2000), sendo para tal utilizadas normalmente chapas metálicas. A compatibilidade arquitectónica e o facto dos coeficientes de monolitismo serem próximos da unidade são algumas vantagens da aplicação deste tipo de técnica. A sua aplicação, não aumenta significativamente a rigidez da peça reforçada, mas pode melhorar o seu confinamento (reforço de pilares). É uma solução a descartar no reforço de lajes de vigotas pois a necessidade da sua solidarização com a peça a reforçar implica a utilização de buchas. A introdução destas buchas só poderia ser efectuada nas vigotas, tendo o inconveniente de poder atingir a armadura pré-tensionada das mesmas.

A utilização de fibras de carbono tem inúmeras aplicações, sendo de destacar o reforço e confinamento de pilares nas suas zonas críticas. A sua utilização no reforço de vigas e lajes deve ser analisada com especial cuidado, nomeadamente no comportamento em serviço dos elementos reforçados.

b) Fundações

Se se aplicarem técnicas de reforço em todos os elementos excepto nas fundações e estas não oferecerem capacidade resistente, a intervenção de reforço torna-se infrutífera. Para reforçar fundações já existentes, no que toca ao incremento de cargas verticais, uma técnica de reforço muito eficaz é a introdução de microestacas. Em termos de reforço sísmico, uma possível solução passa por aumentar as dimensões da fundação, introduzindo armaduras em toda a sua extensão.

5.5 Aspectos importantes

Existem aspectos que são muito importantes na intervenção de reforço em edifícios, tais como aspectos estéticos, técnicos, impactos económicos e sociais, variáveis que têm que ser muito bem ponderadas.

Um aspecto fulcral nas técnicas de intervenção com vista à melhoria da segurança sísmica das construções existentes tende a ser, é que estas tendem a ser, de um modo geral, bastantes intrusivas, podendo prejudicar o valor cultural da construção (Santos, 2004).

Numa intervenção de reforço o acompanhamento técnico ganha especial importância, pois a eficácia dum solução de reforço é muito dependente da qualidade da sua execução.

No que toca aos aspectos económicos, as intervenções de reforço são de um modo geral dispendiosas. O custo dos materiais e respectiva aplicação pode chegar a ser quatro a cinco vezes mais alto do que materiais para aplicação numa nova construção. Quando uma intervenção de reforço começa a ser muito generalizada, o seu custo pode facilmente ascender a 30 a 40% do custo de uma estrutura construída de raiz. A intervenção de reforço é tanto mais dispendiosa quanto mais generalizada for, o que pode conduzir em alguns casos à forte possibilidade da demolição da construção a reforçar. Esta decisão pode ser condicionada por um conjunto de factores, tais como sociais, arquitectónicos, culturais.

Capítulo 6: Concepção e Dimensionamento de intervenção de Reforço – Exemplo de Aplicação

6.1 Introdução

No presente capítulo realiza-se um estudo do comportamento de um edifício existente face à acção sísmica, ensaiando-se soluções de reforço. A construção apresenta a tipologia de estrutura de betão armado com pavimento em laje de vigotas pré-tensionadas. Trata-se de um edifício construído na década de 80 e localiza-se em Portimão.

Tendo-se observado que a segurança do edifício não era verificada para os níveis de segurança preconizados pela nova regulamentação sísmica (Eurocódigo 8), efectua-se a análise de um conjunto de soluções de reforço com o intuito de melhorar o seu comportamento sísmico. Realiza-se também uma análise económica das soluções de reforço a implementar, comparando-se com a possibilidade de demolição.

6.2 Informação para avaliação estrutural

A construção em análise é um edifício com 3 pisos destinados a habitação (171,36 m² por piso), inserindo-se desta forma, na classe de importância II preconizada pelo Eurocódigo 8 (ver Quadro 5.2). Os materiais utilizados na construção correspondem ao betão C20/25 (B25) e ao aço A400NR.

Relativamente ao sistema estrutural, trata-se de uma estrutura em pórtico de betão armado com lajes de vigotas pré-tensionadas de 0,23m de espessura, apresentando os pilares comprimentos de 3m entre pisos. As fundações são directas, interligadas na periferia por vigas de fundação. Na Figura 6.1 apresenta-se um esquema da planta da estrutura com os tipos de vigas e pilares existentes, bem como a numeração dos nós dos alinhamentos dos pilares.

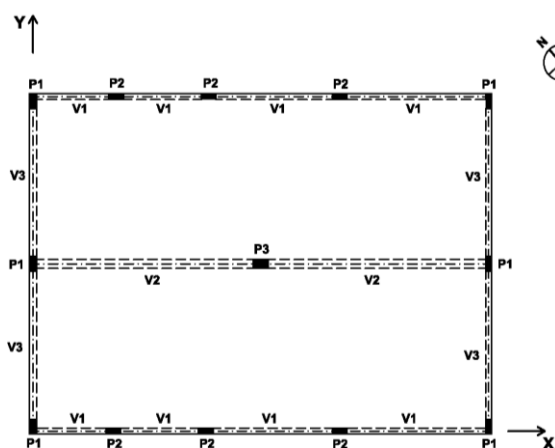


Figura 6.1 a) Vigas e pilares tipo

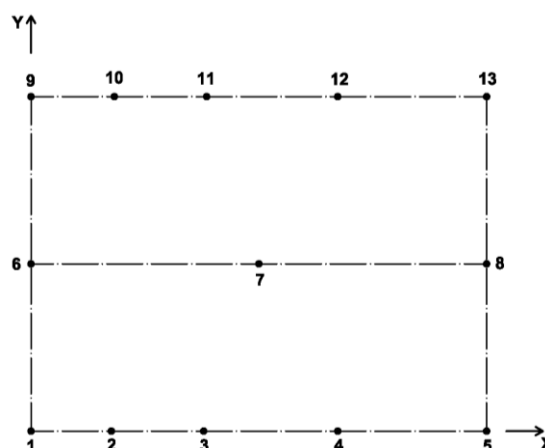


Figura 6.1 b) Nós dos alinhamentos dos pilares

Figura 6.1. Planta estrutural.

No Apêndice C1, é também apresentada a planta estrutural. No Apêndice C2 apresenta-se um corte, sendo também definidas as secções de vigas e pilares tipo.

Na Figura 6.2 apresenta-se um esquema da construção, podendo-se observar a localização das aberturas.



Figura 6.2 a) Vista poente

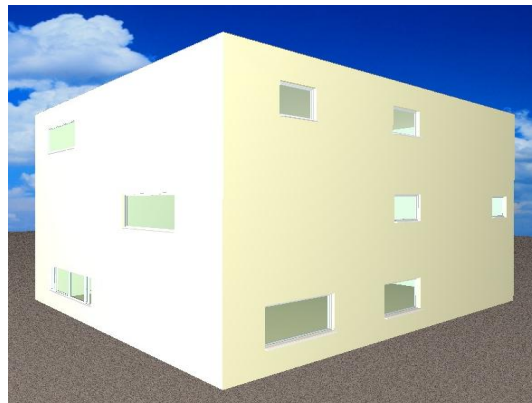


Figura 6.2 b) Vista nascente

Figura 6.2. Esquema da construção.

O solo de fundação é arenoso-argiloso, apresenta espessura variável, chegando a atingir 18m. O coeficiente de comportamento, foi tomado igual a 1,5 devido à construção se tratar de um edifício de reduzida dimensão.

Para a implementação das soluções de reforço admite-se que o edifício em questão não apresenta patologias associadas a questões de durabilidade. O edifício encontra-se actualmente habitado e o seu tipo de utilização futura não sofrerá alterações.

6.3 Modelação da estrutura

A estrutura em análise foi modelada através de elementos finitos, podendo-se observar o modelo tridimensional da estrutura existente no Apêndice C3. Os pilares e vigas foram modelados com elementos de barra, enquanto as lajes com elementos de laje e barra.

Relativamente às lajes uma vez que se tratam de laje de vigotas (características presentes no Quadro 6.1), foram ensaiados dois tipos de possibilidades de modelação: (a) elementos de barra para as vigotas e elementos de laje para a lâmina de betão; (b) elementos de laje com uma espessura equivalente de laje maciça de betão armado, tendo em atenção o facto de apresentarem flexão essencialmente numa direcção.

$$E(C30/37) \times \frac{1 \times h_{eq}^3}{12} = (EI)_{laje\ vigotas} \quad (6.1)$$

Quadro 6.1. Características laje de vigotas

h [m]	EI [kN.m ²]	Peso próprio [kN/m ²]
0,23	13545	3,01

Uma vez que o módulo de Elasticidade associado ao betão C30/37 vale 33 Gpa, recorrendo à equação (6.1), chega-se a uma espessura de laje equivalente de 0,17m.

Nota: Os tarugos existentes foram modelados com elementos de barra.

Verificou-se que o comportamento do edifício, os esforços em pilares e vigas e os deslocamentos eram semelhantes para as duas soluções de modelação da laje.

Devido ao número e a dimensão das aberturas, na modelação do edifício, a rigidez lateral das paredes de alvenaria foi desprezada. As escadas também não foram introduzidas na modelação, devido à reduzida dimensão do edifício e pela sua disposição não influenciar de forma gravosa o comportamento sísmico da estrutura (nomeadamente na possível formação de “colunas curtas”).

O módulo de elasticidade dos elementos foi tomado igual a metade do seu valor, estando assim de acordo com o ponto 4.5.1 (7) da parte 1 do Eurocódigo 8 (Eurocode 8, 2004).

6.4 Quantificação da acção sísmica e combinações de acções

Para simular a acção sísmica foi realizada uma análise dinâmica linear tridimensional, recorrendo a um programa comercial de cálculo automático. A introdução da acção sísmica no modelo foi efectuada recorrendo a espectros de resposta elásticos preconizados no Eurocódigo 8 e já descritos no ponto 5.2.3.1 do presente trabalho.

Segundo a proposta da autoridade nacional, o edifício em estudo encontra-se na zona 1, tanto para um “sismo próximo” como para um “sismo afastado” (ver Figura 5.2). Como referido em 5.2.3.1, para a definição do espectro de resposta é necessário conhecer-se os valores de T_B , T_C , T_D , S e a_g . O valor de a_g está definido no Quadro 5.1, tomando no presente caso, o valor de $2,50 \text{ m/s}^2$ para acção tipo 1 (“sismo afastado”) e $1,50 \text{ m/s}^2$ para a acção tipo 2 (“sismo próximo”). Os valores de T_B , T_C , T_D e de S dependem do tipo de terreno e da zona, sendo apresentados no Quadro 6.2 os valores propostos pela autoridade nacional para a zona 1. Segundo a tabela 3.1 da parte 1 do Eurocódigo 8 (Eurocode 8, 2004), o solo em questão (indicado em 6.2) pode ser classificado do tipo C.

Quadro 6.2. Valores propostos pela autoridade nacional (GT-EC8, 2007)

Solo	Acção tipo 1 (“sismo afastado”)				Acção tipo 2 (“sismo próximo”)			
	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1,00	0,10	0,60	2,00	1,00	0,10	0,25	2,00
B	1,20	0,10	0,60	2,00	1,35	0,10	0,25	2,00
C	1,30	0,10	0,60	2,00	1,50	0,10	0,25	2,00
D	1,40	0,10	0,80	2,00	1,80	0,10	0,30	2,00
E	1,40	0,10	0,60	2,00	1,60	0,10	0,25	2,00

Definidos os valores necessários à definição dos espectros de resposta, apresentam-se na Figura 6.3 os espectros de resposta elásticos utilizados e respectiva comparação com o RSA (terreno tipo II).

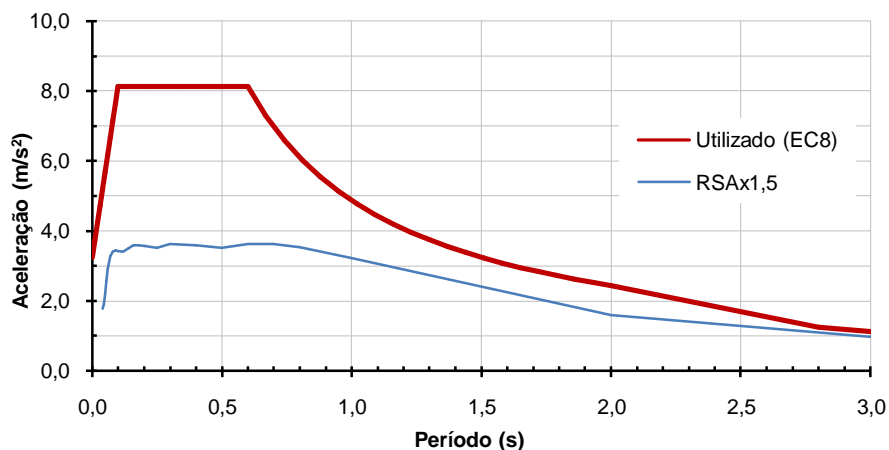


Figura 6.3 a) Acção tipo 1 ("sismo afastado")

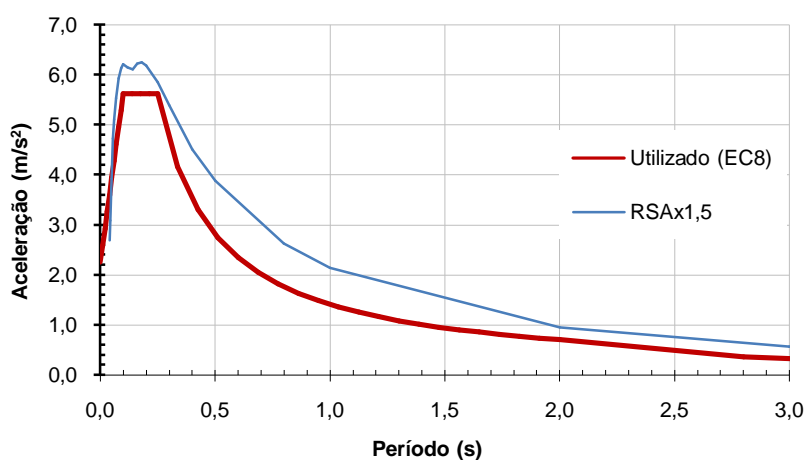


Figura 6.3 b) Acção tipo 2 ("sismo próximo")

Figura 6.3. Espectros de resposta elásticos.

As massas utilizadas para a acção sísmica são as correspondentes à combinação quase permanente e tiveram por base os valores das acções permanentes e variáveis actuantes na estrutura, sendo apresentadas no Quadro 6.3.

Quadro 6.3. Acções actuantes na estrutura

Cargas permanentes	Peso próprio - betão armado	25 kN/m ³
	Peso próprio - laje equivalente	17,706 kN/m ³
	Paredes exteriores	5,72 kN/m
	Paredes interiores	2,2 kN/m ²
	Telha (cobertura)	1,2 kN/m ²
Revestimentos	Piso corrente	1,5 kN/m ²
	Cobertura	2,5 kN/m ²
Sobrecargas	Cobertura	0,3 kN/m ²
	Zona Habitação	2 kN/m ²

As combinações de acções adoptadas são as preconizadas no Eurocódigo 0 (Eurocode 0, 2001):

– Combinação quase-permanente:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.2)$$

– Combinação sísmica:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_I A_{Ek} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.3)$$

onde:

$G_{k,j}$ valor característico da acção permanente j;

$Q_{k,i}$ valor característico da acção variável i;

A_{Ek} valor característico da acção sísmica;

γ_I factor de importância (definido no Eurocódigo 8. Quadro 5.2 do presente trabalho), que no presente caso é igual a 1;

$\psi_{2,i}$ factor para o valor quase permanente da acção variável (definido no Anexo A1, Tabela A1.1 do Eurocódigo 0 (Eurocode 0, 2001)). No presente caso toma o valor de 0,3 para o piso corrente e 0 para a cobertura.

É de referir que foi adoptada para a combinação das respostas (deslocamentos, esforços, etc.) de cada modo a combinação quadrática completa (CQC) e uma combinação direccionada RQSQ (raiz quadrada da soma dos quadrados). Para a obtenção de deslocamentos, recorreu-se aos espectros de resposta presentes na Figura 6.3. Para a obtenção de esforços não lineares dividiu-se a acção sísmica pelo coeficiente de comportamento (Figura 5.3).

6.5 Avaliação da estrutura

6.5.1 Análise modal

Verifica-se que a estrutura existente apresenta um comportamento regular, pois os dois primeiros modos de vibração ocorrem segundo as duas direcções principais de inércia e a frequência associada ao 3º modo (modo de torção) afasta-se dos dois primeiros modos, como se pode observar no Quadro 6.4. No mesmo quadro pode ainda retirar-se a frequência própria da estrutura (1,168 Hz) e verificar-se que o somatório dos factores de participação de massa modais (que ponderam o peso da força de corte basal associada aos diferentes modos) é suficiente para se considerar que a resposta obtida é suficientemente fiável.

Quadro 6.4. *Frequências e factores de participação de massa dos 12 primeiros modos de vibração da estrutura existente*

Modo	Período [s]	Frequência [Hz]	UX [%]	Σ UX [%]	UY [%]	Σ UY [%]	RZ [%]	Σ RZ [%]
1	0,856	1,168	0,000	0,000	84,859	84,859	39,500	39,500
2	0,669	1,495	88,018	88,018	0,000	84,859	22,051	61,551
3	0,519	1,926	0,000	88,018	0,001	84,860	24,675	86,226
4	0,317	3,159	0,000	88,018	0,017	84,877	0,009	86,235
5	0,312	3,204	0,000	88,018	0,000	84,877	0,001	86,235
6	0,312	3,209	0,003	88,021	0,000	84,877	0,001	86,236
7	0,309	3,232	0,000	88,022	0,000	84,877	0,000	86,236
8	0,308	3,246	0,000	88,022	0,262	85,139	0,131	86,367
9	0,302	3,314	0,001	88,022	0,000	85,139	0,000	86,367
10	0,269	3,719	0,000	88,022	11,257	96,396	5,216	91,583
11	0,224	4,456	9,771	97,793	0,000	96,396	2,446	94,029
12	0,170	5,869	0,000	97,793	0,000	96,396	2,937	96,966

6.5.2 Limitação de danos

Para a verificação da limitação de danos recorreu-se à expressão (5.8). Os deslocamentos absolutos foram obtidos através do espectro de resposta elástico para a acção tipo 1 (“sismo afastado”) visto ser a mais gravosa. Na referida expressão tomou-se h igual a 3m e o valor de 0,5 para ν visto se tratar de um edifício de classe de importância II (ver Quadro 5.2).

Constatou-se então que, a verificação de segurança preconizada pelo Eurocódigo 8 para este estado limite não é satisfeita.

No Apêndice D1 apresentam-se os deslocamentos absolutos e relativos medidos para todos os alinhamentos de pilares indicados na Figura 6.1 b). Na Figura 6.4 e na Figura 6.5 são representados os deslocamentos absolutos e relativos respectivamente, para o alinhamento 13.

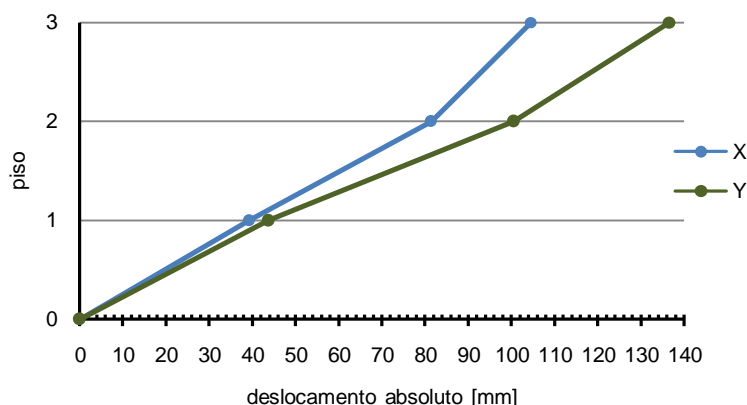


Figura 6.4. Deslocamentos absolutos segundo as direcções X e Y, para o alinhamento 13 (estrutura existente).

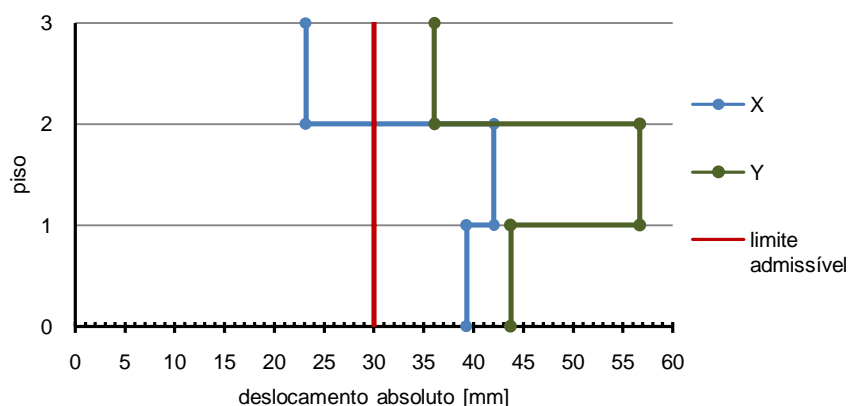


Figura 6.5. Deslocamentos relativos entre pisos, segundo as direcções X e Y, para o alinhamento 13 (estrutura existente).

6.5.3 Estado limite último

Para a verificação do estado limite último, através da combinação sísmica definida, comparam-se esforços actuantes com resistentes em todos os elementos da estrutura, constatando-se que um elevado número de elementos não verificava a segurança. As verificações efectuadas para os elementos verticais encontram-se no Apêndice D2 e no Apêndice D3 para as vigas. Na Figura 6.6 e Figura 6.7 encontram-se representados a comparação entre os esforços actuantes máximos e esforços resistentes para os elementos verticais ao nível do piso térreo.

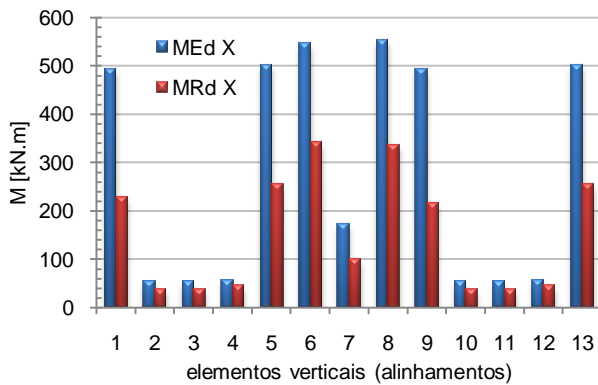


Figura 6.6 a) Flexão segundo X

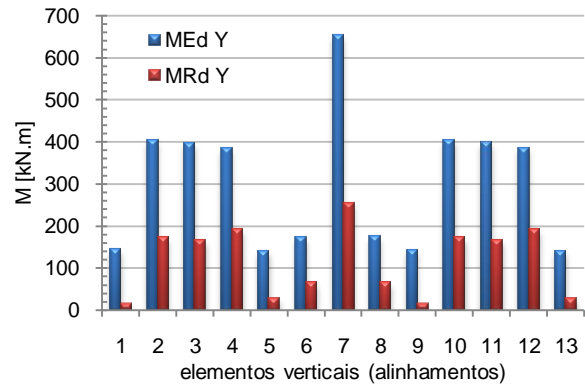


Figura 6.6 b) Flexão segundo Y

Figura 6.6. Comparação entre momentos flectores actuantes e resistentes ao nível do piso térreo (estrutura existente).

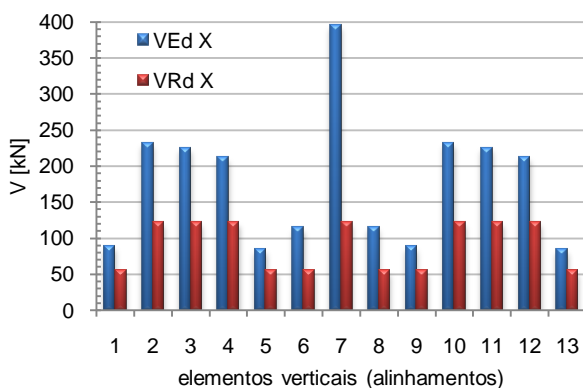


Figura 6.7 a) Esforço transverso segundo X

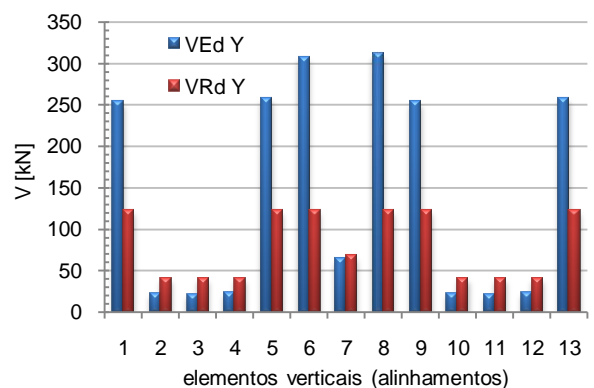


Figura 6.7 b) Esforço transverso segundo Y

Figura 6.7. Comparação entre esforços transversos actuantes e resistentes ao nível do piso térreo (estrutura existente).

6.6 Intervenção de reforço

Uma vez efectuada a análise da estrutura existente, conclui-se que a mesma não possui capacidade sismo-resistente exigida pela nova regulamentação (EC8). A intervenção de reforço deverá então, conferir à estrutura existente resistência suficiente para a acção sísmica, devendo também aumentar a sua rigidez de modo a que o estado de limitação de danos seja verificado.

Opta-se por ensaiar a implementação de dois tipos de soluções de reforço, uma em que se recorre ao betão armado e outra com recurso a elementos metálicos. Na intervenção de reforço há que ter em linha de conta a arquitectura já existente e que o edifício se encontra habitado, tendo-se tomado a opção de não intervir nos elementos horizontais, localizando a intervenção de reforço nos elementos verticais.

6.6.1 Reforço com betão armado

Tendo por base os critérios definidos para a intervenção de reforço, na solução recorrendo a betão armado foi efectuada uma análise iterativa de modo a chegar-se a uma solução em que a segurança fosse verificada, procurando-se manter o bom comportamento sísmico já apresentado pela estrutura.

6.6.1.1 Descrição da solução

A intervenção de reforço consiste na introdução de elementos resistentes nos alinhamentos 5,6 e 7 (ver Figura 6.1), não interferindo de forma significativa com a arquitectura e mantendo assim a simetria e regularidade estrutural, podendo-se observar um esquema da nova planta estrutural na Figura 6.8. Os elementos PA têm 2,5m de comprimento e 0,25m de largura, enquanto o elemento PB tem o mesmo comprimento, mas 0,3m de largura.

A introdução de novos elementos provoca uma redistribuição de esforços, ficando os pilares existentes sujeitos a esforços inferiores aos que apresentavam na fase precedente ao reforço.

Relativamente à análise da estrutura foi efectuada através do mesmo tipo de modelação descrita em 6.3, tendo em atenção a redistribuição de esforços necessária para não se intervir nos elementos horizontais. O modelo tridimensional utilizado pode ser observado no Apêndice E1.

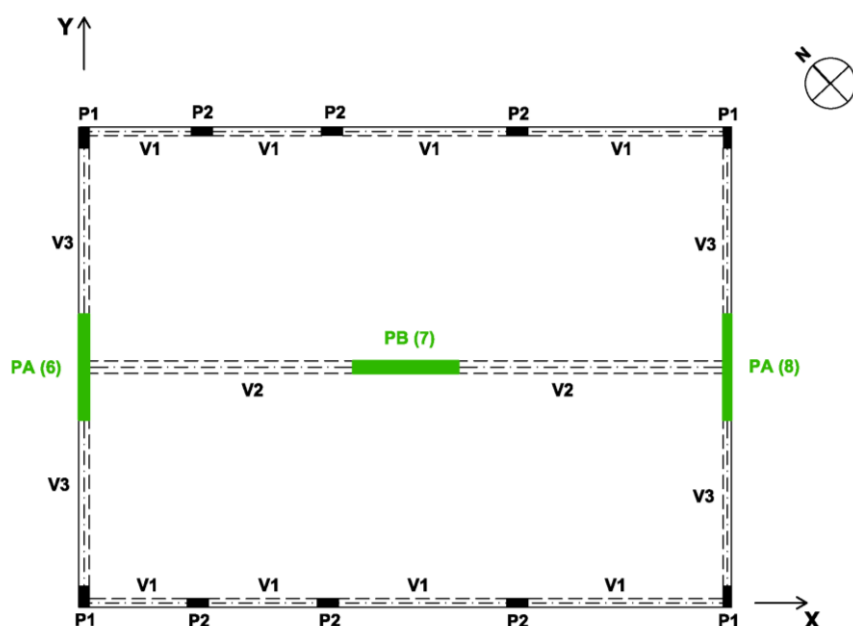


Figura 6.8. Planta estrutural do edifício reforçado com recurso a introdução de elementos resistentes de betão armado.

6.6.1.2 Análise da estrutura e verificações

a) Análise modal

O comportamento modal manteve-se semelhante à solução inicial, no entanto, como seria de esperar devido ao incremento de rigidez, a frequência própria da estrutura aumenta, tomando o valor de 2,62 Hz.

b) Limitação de danos

A verificação de segurança quanto à limitação de danos foi efectuada da mesma forma já efectuada na avaliação da estrutura existente, ou seja, medindo os deslocamentos de todos os alinhamentos verticais induzidos pelo espectro de resposta elástico para a acção tipo 1 (a mais condicionante). Pela análise dos resultados presentes no Apêndice E2, conclui-se que o estado limite de dano é verificado pois em nenhum dos alinhamentos o deslocamento relativo ultrapassa o limite

admissível. Na Figura 6.9 e na Figura 6.10 são representados para o alinhamento mais condicionante, os deslocamentos absolutos e relativos respectivamente.

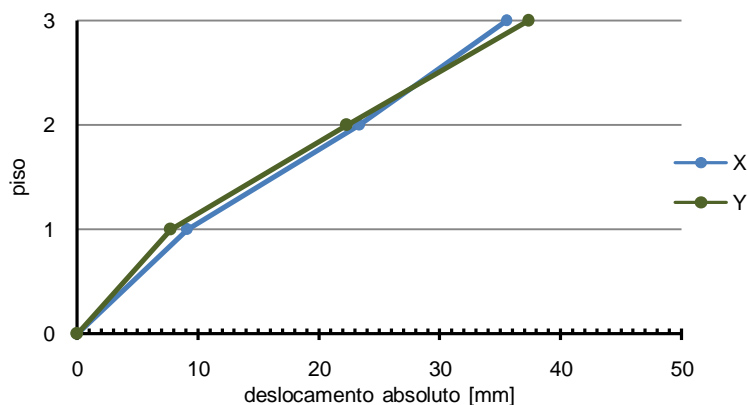


Figura 6.9. Deslocamentos absolutos segundo as direcções X e Y, para o alinhamento 4 (reforço com betão armado).

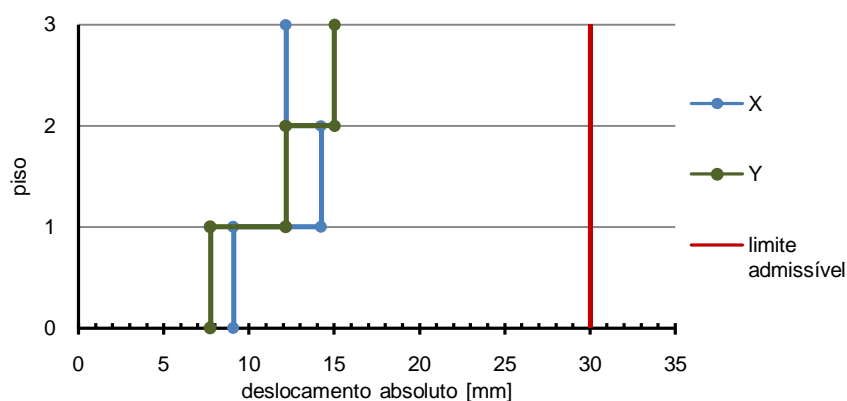


Figura 6.10. Deslocamentos relativos entre pisos, segundo as direcções X e Y, para o alinhamento 4 (reforço com betão armado).

c) Estado limite último

Para que a segurança ao estado limite último da presente solução fosse cumprida, foi verificado que os esforços resistentes eram superiores aos actuantes para os elementos verticais e vigas existentes, sendo dimensionados os elementos resistentes introduzidos.

No que diz respeito aos elementos verticais existentes (alinhamentos 1 a 5 e 9 a 13) verificou-se que o estado limite último era garantido, não sendo necessário intervir nos mesmos, tal como se pretendia, apresentando-se no Apêndice E3 a referida verificação. Com a introdução de elementos resistentes os esforços nos pilares existentes nem sempre ocorreram ao nível do piso térreo, apresentando-se na Figura 6.11 e na Figura 6.12 os esforços máximos ocorridos em cada alinhamento com o respectivo esforço resistente.

Em relação às vigas, verificou-se numa primeira iteração, que as que estavam ligadas aos novos elementos resistentes apresentavam esforços elevados. Desta forma efectuou-se uma redistribuição de esforços que permitissem que as mesmas verificassem o estado limite último (Apêndice E4).

Relativamente aos elementos resistentes há que referir que é importante garantir que estes exibam boa ductilidade, pois são elementos que têm esforços elevados. Para tal há que se garantir que determinadas disposições construtivas são cumpridas, nomeadamente as dimensões adoptadas

e a criação de pilares fictícios na pormenorização das armaduras. O dimensionamento das armaduras dos referidos elementos encontra-se no Apêndice E5.

Apesar de ser necessário intervir ao nível das fundações, nos elementos resistentes introduzidos, optou-se por não efectuar o seu dimensionamento devido ao carácter académico do corrente trabalho e por o referido cálculo não apresentar interesse relevante para o presente estudo.

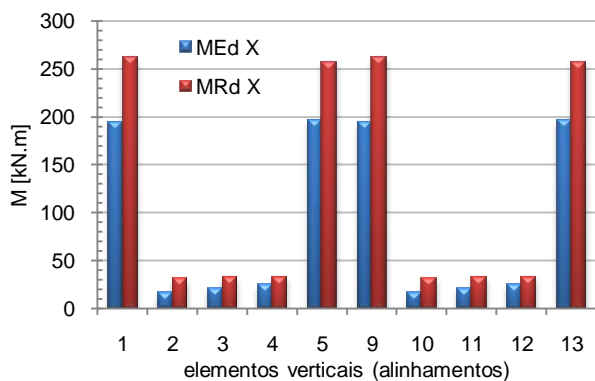


Figura 6.11 a) Flexão segundo X

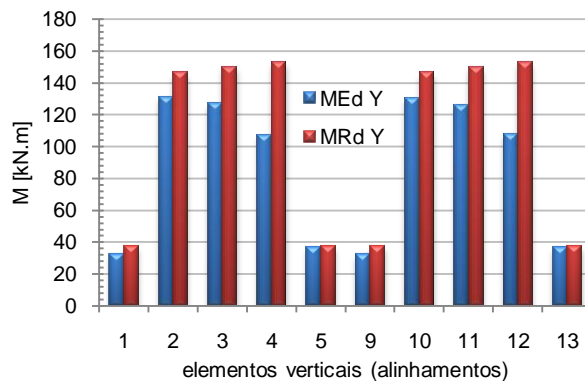


Figura 6.11 b) Flexão segundo Y

Figura 6.11. Comparação entre momentos flectores actuantes e resistentes (reforço com betão armado).

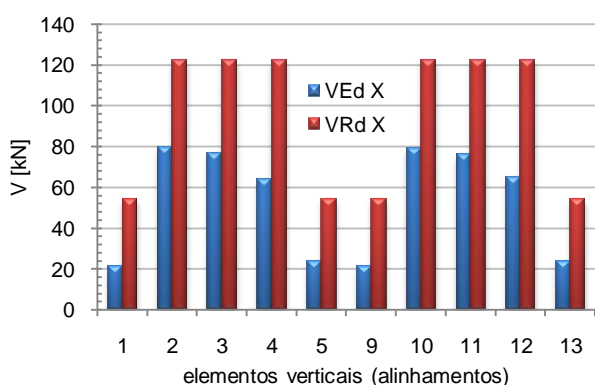


Figura 6.12 a) Esforço transversal segundo X

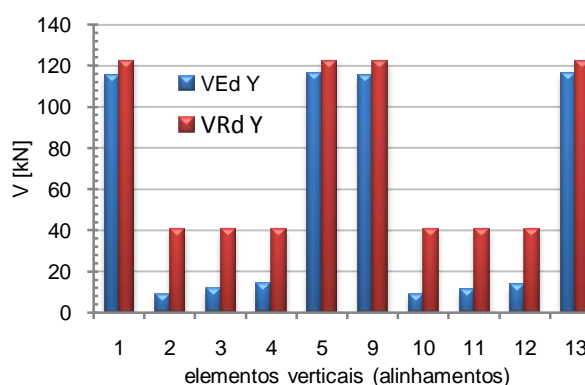


Figura 6.12 b) Esforço transversal segundo Y

Figura 6.12. Comparação entre esforços transversos actuantes e resistentes (reforço com betão armado).

6.6.2 Reforço com elementos metálicos

A solução de reforço com elementos metálicos, tal como a anterior, envolveu uma análise iterativa e consistiu basicamente na introdução de contraventamentos metálicos entre alinhamentos de pilares.

6.6.2.1 Descrição da solução

Foram colocados contraventamentos metálicos entre alinhamentos de pilares que não apresentassem aberturas (Figura 6.2) de modo a interferir o menos possível com a arquitectura existente, pois a sua introdução impede a existência de uma abertura. Desta forma a simetria na colocação dos contraventamentos não foi cumprida, sendo os pilares dos alinhamentos 4, 7 e 12 os únicos que não são instalados contraventamentos.

A análise da estrutura foi efectuada através do mesmo tipo de modelação descrita em 6.3, tendo em atenção a redistribuição de esforços necessárias para se tentar evitar a intervenção nas vigas. Houve também o cuidado de rotular os elementos metálicos na sua ligação à estrutura, para que o dimensionamento dos perfis fosse efectuado por esforço axial.

Um esquema do modelo tridimensional utilizado (onde se pode observar a localização dos contraventamentos), bem como um esquema da ligação entre contraventamentos e ligação dos mesmos aos pilares, encontra-se no Apêndice F1 e F2.

6.6.2.2 Análise da estrutura e verificações

a) Análise modal

Devido às imposições arquitectónicas, uma vez que os contraventamentos não são colocados de forma simétrica, o comportamento do edifício altera-se um pouco. O primeiro modo é predominantemente de translação segundo o eixo X, mas os restantes modos afastam-se do comportamento apresentado pela estrutura existente. A frequência própria toma o valor de 2,65 Hz.

b) Limitação de danos

A verificação de segurança quanto à limitação de danos foi idêntica à efectuada em 6.5.2, medindo-se os deslocamentos de todos os alinhamentos verticais induzidos pela acção tipo 1 (a mais condicionante), recorrendo ao espectro de resposta elástico. Pela análise dos resultados presentes no Apêndice F3, conclui-se que o estado limite de dano é verificado, pois em nenhum dos alinhamentos o deslocamento relativo ultrapassa o limite admissível. Na Figura 6.13 e na Figura 6.14 são representados para o alinhamento mais desfavorável, os deslocamentos absolutos e relativos respectivamente.

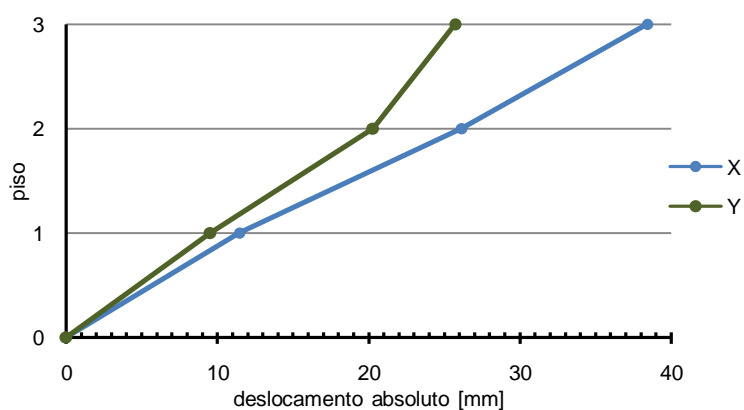


Figura 6.13. Deslocamentos absolutos segundo as direcções X e Y, para o alinhamento 13 (reforço com elementos metálicos).

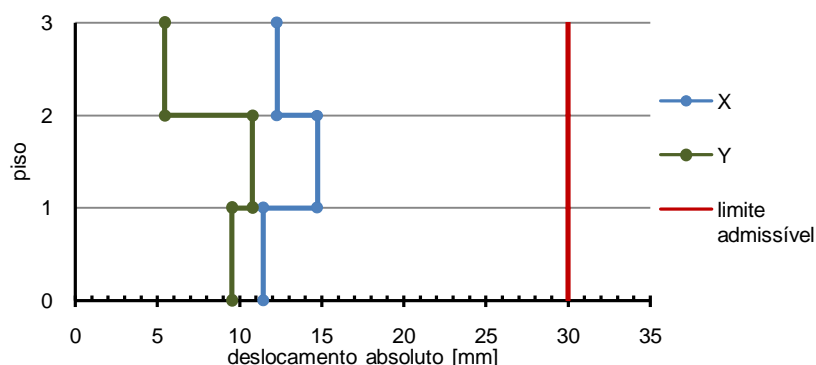


Figura 6.14. Deslocamentos relativos entre pisos, segundo as direcções X e Y, para o alinhamento 13 (reforço com elementos metálicos).

c) Estado limite último

Através da análise efectuada, verificou-se que a máxima compressão existente nos contraventamentos metálicos é de 692,30 kN (combinação sísmica condicionante), adoptando-se perfis metálicos *SHS 100x100x10*. No Apêndice F4 apresenta-se o cálculo da resistência à compressão do perfil indicado, seguindo a metodologia preconizada pelo ponto 6.3.1. do Eurocódigo 3 (Eurocode 3, 2004). Dado que o esforço resistente para o perfil com maior comprimento de encurvadura é 696,29 kN, a segurança em relação aos perfis metálicos é verificada.

Para além dos perfis metálicos, há que verificar se os pilares existentes cumprem a segurança em relação ao estado limite último, verificação apresentada no Apêndice F5.

Nos pilares onde não são ligados contraventamentos (alinhamentos 4, 7 e 12) os esforços actuantes são inferiores aos resistentes, verificando-se assim a segurança ao estado limite último. Nos pilares onde os contraventamentos estão ligados, apesar de não apresentarem momentos flectores actuantes elevados, exibem esforços de tracção que conduzem a esforços resistentes em muitos casos inferiores aos actuantes, sendo necessário reforçá-los. Desta forma, com base nos cálculos efectuados no Apêndice F6, reforça-se os pilares dos alinhamentos 2, 3, 10 e 11 com cantoneiras L80x80x8 e com cantoneiras L50x50x5 os pilares dos alinhamentos 1, 5, 9 e 13 (introduzidas nos quatro cantos dos mesmos). Relativamente aos esforços transversos actuantes apresentados no Apêndice F5, estes ocorrem apenas na zona da ligação do contraventamento ao pilar, por conseguinte, opta-se por reforçar os mesmos com chapas metálicas apenas nessa zona (zona de ancoragem dos contraventamentos). Esquemas de pormenores da ligação entre contraventamentos e entre os mesmos e os pilares podem ser observados no Apêndice F2.

Em relação às vigas, apesar de se ter tirado partido da redistribuição de esforços, devido à alteração dos modos de vibração da estrutura, não se conseguiu que as vigas tipo V2 dos pisos 1 e 2 (ver Figura 6.1) cumprissem à partida o estado limite último, verificação efectuada no Apêndice F7. Para tal optou-se por reforçá-las com chapa metálica, na sua face inferior, apresentando-se no Quadro 6.5 a espessura de chapa necessária. Adoptou-se então, uma chapa metálica da largura da viga (0,3m) e com 3 mm de espessura.

Quadro 6.5. Reforço das vigas tipo V2 dos pisos 1 e 2

ΔM_{Rd} [kN.m]	f_{yd}^{chapa} [MPa]	d [m]	$Asr \cong \frac{\Delta M_{Rd}}{0,9 d f_{yd}/1,1}$ [cm ²]	Espessura necessária [mm]
125,381	235	0,8	8,15	2,72

6.6.3 Comparação de soluções

A solução com recurso a betão armado é a mais popular, pois utiliza materiais que se usam na construção de novas estruturas da tipologia em análise. A solução de reforço recorrendo a elementos metálicos torna-se menos intrusiva que a de betão armado e mais “limpa”, mas implica um reforço de pilares e vigas. À solução de reforço com introdução de elementos resistentes de betão armado acresce a desvantagem de se ter de intervir ao nível das fundações.

As frequências próprias de vibração da estrutura reforçada aumentam consideravelmente em relação à solução inicial, sendo praticamente iguais em ambas as soluções de reforço. Em termos de limitação de danos a solução de reforço recorrendo a elementos metálicos mostrou-se mais eficiente.

No Quadro 6.6 apresenta-se uma estimativa de custos associados a cada uma das soluções de reforço, comparando-se com a estimativa de preço de execução de uma nova estrutura. Nesta estimativa foram englobados os custos associados aos materiais necessários ao reforço e trabalhos inerentes às operações, bem como custos associados a demolições de alguns elementos, nomeadamente paredes de alvenaria, necessárias para a implementação das soluções de reforço. Os cálculos das estimativas encontram-se no Apêndice G.

Quadro 6.6. Estimativa de custos das soluções de reforço

Solução	Estimativa de custo (€)	Área coberta [m ²]	[€/m ²]
Reforço com betão armado	30.446,50	514,08	59,23
Reforço com elementos metálicos	55.495,61		107,95
Demolição e reconstrução	59.119,20		115,00

Verifica-se que a solução mais económica é a de reforço recorrendo a elementos de betão armado, apresentando metade do custo da demolição e reconstrução da estrutura cumprindo regulamentos. No entanto, há que frisar que a estimativa de custos efectuada está associada apenas à execução de elementos estruturais, pelo que ainda devem ser tomados em consideração custos para recuperação de revestimentos e outros materiais danificados nas soluções de reforço, que são inferiores aos da instalação desses tipos de materiais numa nova habitação. Nos valores apresentados no quadro anterior também não foi incluído o custo associado ao reforço de fundações.

Conclui-se que, uma intervenção de reforço sísmico envolve um custo elevado em relação ao custo da estrutura nova (na ordem dos 50%, para a solução de reforço com paredes de betão armado). No entanto, em relação ao valor global do edifício, representará apenas um valor da ordem dos 10 a 20% do custo de uma nova construção.

Capítulo 7: Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

No decorrer do presente trabalho foram apresentadas conclusões inerentes aos diferentes assuntos abordados. No entanto, no corrente capítulo reúnem-se as conclusões que se julgam ser as mais relevantes. São também mencionados desenvolvimentos, que merecem ser desenvolvidos em trabalhos futuros.

7.1 Conclusões

Relativamente à vulnerabilidade sísmica da tipologia de edifício abordada no presente trabalho, conclui-se que a mesma é relativamente elevada nos edifícios de estrutura mista de alvenaria e betão, sendo de salientar os seguintes aspectos: (a) ligações deficientes ou inadequadas entre os vários elementos; (b) utilização de material constituinte da alvenaria de baixa resistência, inadequadamente ligados; (c) baixa rigidez das coberturas no seu plano; (d) deterioração dos materiais e degradação das estruturas; e (e) introdução de sucessivas alterações na estrutura.

A vulnerabilidade sísmica dos edifícios de betão armado com pavimento de vigotas pré-tensionadas, é pouco condicionada pelos dois primeiros pontos anteriores, concluindo-se que estes edifícios têm uma vulnerabilidade sísmica reduzida, pois são constituídos por sistemas porticados de betão armado, apresentando debilidades em termos sísmicos principalmente ao nível das lajes, que podem ser minimizadas através da garantia do comportamento de diafragma, uma vez cumpridas as regras de construção mencionadas no Capítulo 4, não sendo, no entanto, de descurar as regras associadas aos restantes elementos da construção.

Relativamente à síntese do comportamento sísmico do tipo de edifícios em questão conclui-se que devem ser verificados determinados aspectos para que um edifício de pequeno porte apresente um bom comportamento sísmico: (a) execução de paredes com alvenaria de boa qualidade que assegure um bom comportamento em conjunto dos blocos constituintes; (b) fundação adequada em todas as paredes; (c) existência de paredes que apresentem boa resistência em direcções ortogonais; (d) evitar a existência de panos de parede muito longos sem travamento transversal; (e) boas ligações entre paredes (cunhais), entre parede e cobertura e entre parede e fundação; (f) dotar a fundação de dimensões e características adequadas; e (g) nos elementos de betão armado efectuar uma correcta pormenorização das armaduras.

Conclui-se também que, implementando regras simples de concepção e construção apresentadas no Capítulo 4, os edifícios da tipologia estudada ficam aptos a resistir de forma eficiente à acção sísmica, sem que isso implique grandes constrangimentos para a arquitectura.

Relativamente a reabilitação sísmica constata-se a existência de soluções viáveis que conferem a uma construção existente capacidade para resistir à acção sísmica. No entanto, a intervenção de reforço pode tornar-se muito intrusiva e é tanto mais dispendiosa quanto mais generalizada for, podendo tornar-se economicamente inviável.

Foi também verificado que a acção sísmica tem vindo a ser agravada ao longo dos anos, existindo um agravamento significativo da acção sísmica entre o presente regulamento vigente em Portugal

(Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes) e o novo regulamento de estruturas de edifícios em zonas sísmicas (Eurocódigo 8).

Através do exemplo de aplicação, conclui-se que no caso em questão a solução de reforço recorrendo a paredes de betão armado era a mais económica, comparativamente à solução de reforço com elementos metálicos e à possibilidade de demolição e reconstrução cumprindo o novo regulamento de estruturas de edifícios em zonas sísmicas. No entanto, em inúmeras situações de edifícios de pequeno porte em que os condicionamentos sejam maiores do que o exemplo estudado, a solução de reforço pode acarretar custos mais elevados do que a solução de reconstrução.

O acréscimo de custo necessário para garantir numa construção nova a segurança sísmica adequada é muito reduzido, pelo que se deveriam criar as condições para que tal fosse concretizado em obra nova efectuada no país.

7.2 Desenvolvimentos Futuros

São enunciadas de seguida, possíveis assuntos, a desenvolver em trabalhos futuros:

- Análise do tipo de ligações necessárias para garantir uma correcta solidarização dos vários elementos e edifícios de pequeno porte, cumprindo o novo regulamento de estruturas de edifícios em zonas sísmicas, através de componente experimental;
- Análise e verificação do comportamento de lajes de vigotas sujeitas à acção sísmica;
- Análise de casos de estudo que envolvam a tipologia de laje de betão armado e paredes de alvenaria;
- Análise mais aprofundada sobre os custos globais das soluções de reforço, incluindo o reforço de fundações;
- Actualização de recomendações gerais para a construção nova, de acordo com o novo regulamento sísmico.

Referências Bibliográficas

- Andrade, A. R.** (1992). *Metodologia da Intervenção para a Recuperação do Parque Monumental*. Em Oliveira, C. S., Lucas A. R. A., & Guedes J. H. 10 anos após o sismo dos Açores de 1 de Janeiro de 1980. Açores: Secretaria Regional da Habitação e Obras Públicas (SRHOP), & Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). vol.2, pp. 535-562.
- Appleton, João** (2003). *Reabilitação de Edifícios Antigos: Patologias e Tecnologias de Intervenção* (1º ed.). Lisboa: Edições Orion.
- Branco, J. P.** (1993). *Dicionário Técnico de Construção Civil* (2ª ed.). Queluz: Escola profissional Gustave Eiffel.
- Brito, J.** (2003). *Pavimentos Aligeirados de Vigotas Pré-esforçadas*. Lisboa: Instituto Superior Técnico.
- Candeias, P., Massena B., & Coelho, E.** (2003). *Métodos Simplificados de Avaliação Sísmica de Edifícios*. Em 3º Encontro, Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). vol.2, pp. 1099-1108.
- Cardoso, M. R. P. C.** (2002). *Vulnerabilidade Sísmica de Estruturas antigas de alvenaria - Aplicação a um Edifício Pombalino*. Tese de mestrado em Engenharia de Estruturas. Lisboa: Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.
- Carreira, A. S. S.** (2000). *Concepção do Reforço Sísmico em Edifícios com Estrutura de Betão Armado*. Tese de mestrado em Engenharia de Estruturas. Lisboa: Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.
- Carvalho, E. C.** (2001). *Mitigação do Risco Sísmico em Portugal. O Papel do LNEC*. Em Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado. Lisboa: Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES), & Grémio das Empresas de Conservação e Restauro do Património Arquitectónico (GECORPA), pp. 57-65.
- Carvalho, E. C., & Oliveira, C. S.** (1983). *Manual de Construção Anti-sísmica*. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- Carvalho, E. C., Oliveira, C. S., Fragoso, M. R., & Miranda V.** (1998). *Regras Gerais de Reabilitação de Edifícios Correntes afectados pela Crise Sísmica do Faial, Pico e S. Jorge iniciada pelo Sismo de 9 de Julho de 1998*. Ponta Delgada: Laboratório Regional de Engenharia Civil.
- City University, London** (2007). *Low-rise Residential Construction Detailing to Resist Earthquakes*. Recuperado em 2007, Junho 14, de <<http://www.staff.city.ac.uk/earthquakes/index.php>>.

- Coelho, E.** (2003). *Reabilitação Sísmica de Estruturas de Edifícios*. Em 3ºEncore, Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). vol. 2, pp. 1119-1128.
- Coelho, E., Carvalho, E. C., & Silva M. J. F.** (2004). *Reparação e Reforço Sísmico de Estruturas no Eurocódigo 8*. Em 6ºEncontro Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. Guimarães: Escola de Engenharia da Universidade do Minho, pp. 895-904.
- Costa, A. G., & Oliveira, C.S.** (1994). *Segurança Sísmica na Conservação e Reabilitação de Edifícios*. Em 2ºEncore, Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). vol.1, pp. 163-170.
- Eurocode 0: Basis of structural design** (2001). prEN 1990. European Committee for Standardization. Brussels.
- Eurocode 3: Design of steel structures – Part 1-1: General Rules and rules for buildings** (2005). EN 1993-1-1. European Committee for Standardization. Brussels.
- Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings** (2004). EN 1998-1. European Committee for Standardization. Brussels.
- Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings** (2005). EN 1998-3. European Committee for Standardization. Brussels.
- Eurocódigo 2: Projecto de estruturas de betão – Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios** (2004). EN 1992-1-1. Comité Europeu da Normalização. Bruxelas.
- Fardis, M. N.** (1998). *Seismic assessment and retrofit of RC structures*. In Proceedings of the 11th European Conference on Earthquake Engineering – Invited Lecture. Paris.
- Gomes, A., & Appleton, J.** (1997). Reforço de Estruturas de Betão Armado por Encamisamento de Secções. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, nº42.
- Grünthal, G.** (1998). *European Macroseismic Scale*. Luxembourg: European Seismological Commission. vol.15.
- GT-EC8** (2007). *Proposta de adequação nacional ao EC 8*. Grupo de Trabalho do Eurocódigo 8.
- Guedes, J. H. C., & Oliveira C. S.** (1992). *Caracterização da Edificação de Alvenaria Tradicional: Elementos para o Estudo do Comportamento e Recuperação do Parque Habitacional aquando do Sismo de 1/1/80 nos Açores*. Em Oliveira, C. S., Lucas A. R. A., & Guedes J. H. 10 anos após o sismo dos Açores de 1 de Janeiro de 1980. Açores: Secretaria Regional da Habitação e Obras Públicas (SRHOP), & Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). vol.2, pp. 357-459.

- Guerreiro, L.** (2007). *Eurocódigo 8, Disposições para Projecto de Estruturas Sismo-resistentes, Definição da Acção Sísmica*. Recuperado em 2007, Junho 9, de <http://www.civil.ist.utl.pt/~luisg/textos/sismo_EC8.pdf>
- Laboratório Nacional de Engenharia Civil** (1982). *Construção anti-sísmica: Edifícios de Pequeno Porte*. Lisboa: Autor.
- Laboratório Nacional de Engenharia Civil** (1990). *Segurança de Edifícios de Pequeno Porte de Alvenaria Confinada em relação à Acção dos Sismos: Regras Práticas*. Lisboa: Autor.
- Laboratório Nacional de Engenharia Civil** (2006). *Proposta de adequação nacional ao EC8, Síntese da Reunião do LNEC – GT EC8*. Recuperado em 2007, Abril 26, de <http://www.dec.fct.unl.pt/seccoes/S_Estruturas/Dinamica/Apoio/Aula9_Din_Est_06.pdf>.
- Laboratório Nacional de Engenharia Civil** (2007). Divulgação do Núcleo de Engenharia Sísmica e Engenharia de Estruturas (NESDE). Recuperado em 2007, Março 11, de <<http://www-ext.lnec.pt/LNEC/DE/NESDE/divulgacao.html>>.
- Lopes, M.** (2001). *A importância da Qualidade na Resistência Sísmica das Construções*. Em Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado. Lisboa: Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES), & Grémio das Empresas de Conservação e Restauro do Património Arquitectónico (GECORPA), pp. 87-93.
- Monteiro, V., & Carvalho, E. C.** (1985). *Comportamento das Estruturas de Betão Armado sujeitas a Acções Repetidas e Alternadas*. Em Curso sobre Estruturas de Betão Armado sujeitas à Acção dos Sismos. Lisboa: LNEC.
- Oliveira C. S.** (1992^a). *Quantificação do movimento sísmico aquando do sismo de 1 de Janeiro de 1980*. Em Oliveira, C. S., Lucas A. R. A., & Guedes J. H. 10 anos após o sismo dos Açores de 1 de Janeiro de 1980. Açores: Secretaria Regional da Habitação e Obras Públicas (SRHOP), & Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). vol.1, pp. 83-98.
- Oliveira C. S.** (1992^b). *Algumas Considerações sobre o Comportamento das Edificações com elementos em Betão Armado*. Em Oliveira, C. S., Lucas A. R. A., & Guedes J. H. 10 anos após o sismo dos Açores de 1 de Janeiro de 1980. Açores: Secretaria Regional da Habitação e Obras Públicas (SRHOP), & Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). vol.2, pp. 461-470.
- Oliveira, C. S.** (2005). *Os Sismos e as Construções*. Recuperado em 2007, Março 1, de <https://dspace.ist.utl.pt/bitstream/2295/81411/1/Sismos_Construcoes_Nov2005_01.pdf>.
- Oliveira, C. S., Azevedo, J., Delgado, R., Costa, A. G., & Costa, A. C.** (1995). *O Sismo de Northridge, Los Angeles, 17 de Janeiro de 1994: Ensinaamentos para Portugal*. Lisboa: Instituto Superior Técnico (IST), & Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP).

- Penazzi, D., Valuzzi, M. R., Saisi, A., Binda, L., & Modena, C.** (2001). *Repair and Strengthening of Historic Masonry Buildings in Seismic areas*. In Archi2000. Recuperado em 2007, Abril 24, de <<http://www.unesco.org/archi2000/pdf/binda197.pdf>>.
- Pires, F., & Carvalho, E. C.** (1994). *Estudo Experimental da Influência das Paredes de Enchimento no Comportamento dos Pórticos de Betão Armado quando sujeitos a Acções Horizontais*. Em 2º Encontro Nacional sobre Sismologia e Engenharia Sísmica. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), pp. IV.53-IV.63.
- Roque, J. C. A., & Lourenço, P. B.** (2003). *Reabilitação Estrutural de Paredes Antigas de Alvenaria*. Em 3º Encontro, Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). vol.2, pp. 907-916.
- Santos, J. A.** (2001). *Comportamento Sísmico de Estruturas de Suporte Rígidas, Liquefacção*. Em Elementos de apoio às aulas de Estruturas Especiais e Fundações. Lisboa: Instituto Superior Técnico (IST).
- Santos, S. P.** (2004). *A Reabilitação Sísmica do Património Construído*. Em 6º Encontro Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. Em Lourenço, P. B., Barros, J. O., & Oliveira, D. V. 6º Congresso Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. Guimarães: Escola de Engenharia da Universidade do Minho, pp. 957-966.
- Sousa, M. L.** (2006). *Risco Sísmico em Portugal Continental*. Tese de doutoramento em Engenharia do Território. Lisboa: Universidade Técnica de Lisboa, Instituto Superior Técnico.
- Spencer, R. J. S., Oliveira, C. S., D'Ayala, D. F., Papa, F., & Zuccaro G.** (2000). *The Performance of Strengthened Masonry Buildings in Recent European Earthquakes*. In Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering. Auckland, New Zealand.
- Tomazevic, M.** (1999). *Earthquake Resistant Design of Masonry Buildings*. Imperial College Press.
- Universidade de Évora** (2007). *Afinal que magnitude tem um sismo?*. Recuperado em 2007, Maio 24, de <<http://www.ueline.uevora.pt/newsDetail.asp?channelId=EE2EF76E-CCF2-47FD-96A9-8DA6A990D4BC&contentId=6978DE01-5C87-4E3A-8E5C-E5F98F6CAAD4>>.
- Varum, H., Costa, A. G., & Pinto, A.** (2007). *Reforço Sísmico do Património Edificado em Betão Armado*. Em 2º Seminário: A Intervenção no Património, Práticas de Conservação e Reabilitação. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto (FEUP), & Direcção Geral dos Edifícios e Monumentos Nacionais, pp. 487-509.
- Viseu, J. C. S.** (1993). *História do Betão Armado em Portugal*. Lisboa: Associação Técnica da Indústria do Cimento.

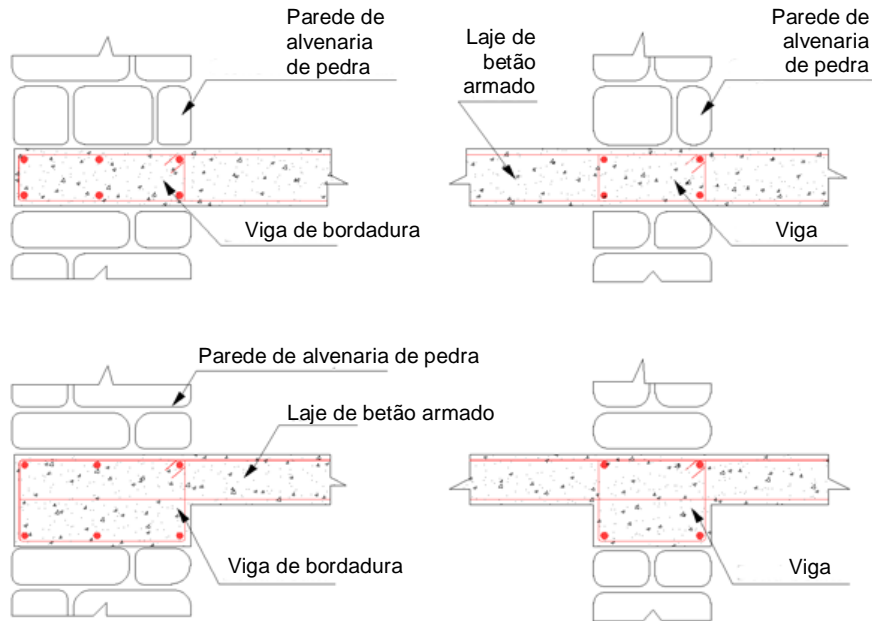
Restante Bibliografia Consultada

- Appleton, João** (2001). *O Mega-Sismo de Lisboa no Século XXI ou Vulnerabilidade Sísmica do Parque Edificado de Lisboa*. Em *Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado*. Lisboa: Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES), & Grémio das Empresas de Conservação e Restauro do Património Arquitectónico (GECORPA), pp. 95-104.
- Costa, A. C., Candeias, P., Massena, B., & Silva, V. C.** (2004). *Reforço Sísmico de Edifícios de Alvenaria com aplicação de Reforços de Fibra de Vidro (GFRP)*. Em 6º Encontro Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. Guimarães: Escola de Engenharia da Universidade do Minho, pp. 651-660.
- Costa, A. G., & Vasconcelos, O.** (2001). *Caracterização das Propriedades Mecânicas das Paredes de Alvenaria Tradicional das Casas da Ilha do Faial, Açores*. Em 5º Encontro Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. Açores: Laboratório Regional de Engenharia Civil, pp. 451-463.
- Costa, A. G., Arêde, A., Moreira, D., & Neves, N.** (2001). *Técnicas de Reforço a usar numa Construção Tradicional Danificada pelo Sismo de 9/7/98 na Ilha do Faial, Açores*. Em 5º Encontro Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. Açores: Laboratório Regional de Engenharia Civil, pp. 607-618.
- Finho, F. F. S., & Baião, M. F. C., & Lúcio V. J. G.** (2003). *Técnicas de Consolidação de Paredes de Edifícios Antigos*. Em 3º Encontro, Encontro sobre Conservação e Reabilitação de Edifícios. Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil (LNEC). vol.1, pp. 465-473.
- Neves, N., Costa, A., & Arêde, A.** (2004). *Identificação Dinâmica e Análise do Comportamento Sísmico de um Quarteirão localizado na Cidade da Horta – Ilha do Faial*. Em 6º Encontro Nacional de Sismologia e Engenharia Sísmica. Guimarães: Escola de Engenharia da Universidade do Minho, pp. 943-956.
- Silva, V. C.** (2001). *Viabilidade Técnica de Execução do “Programa Nacional de Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado”*. Em *Redução da Vulnerabilidade Sísmica do Edificado*. Lisboa: Sociedade Portuguesa de Engenharia Sísmica (SPES), & Grémio das Empresas de Conservação e Restauro do Património Arquitectónico (GECORPA), pp. 15-56.
- Sousa, M. L., Oliveira, C. S., & Costa, A. C.** (2006). *Caracterização do Parque Habitacional de Portugal Continental para Estudos de Risco Sísmico*. *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, nº55, pp. 35-50.
- UNIDO** – United Nations Industrial Development Organization (1983). *Building Construction under Seismic Conditions in the Balkan Region – vol 5: Repair and strengthening of reinforced concrete, stone and masonry buildings*. Vienna.

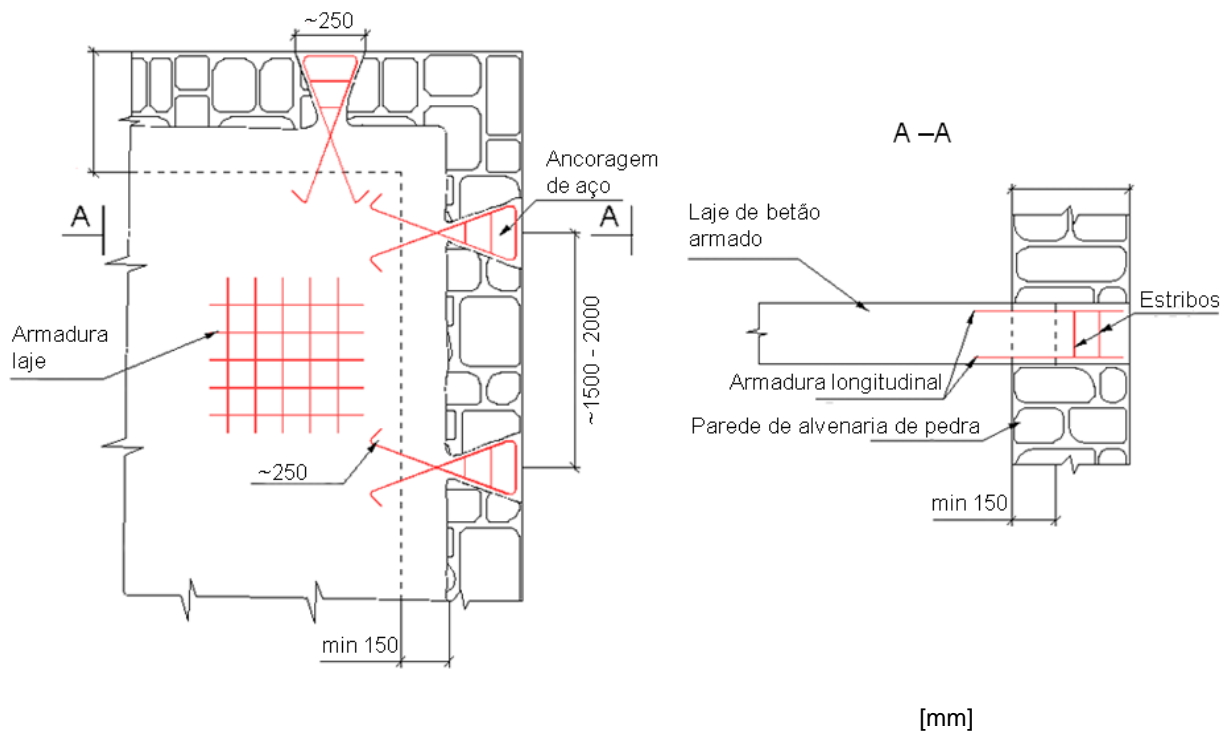
Apêndices

Apêndice A Pormenores de ligação de laje de betão armado a parede de alvenaria de pedra

A1. Pormenores de laje de betão armado com vigas de bordadura (City University, 2007)

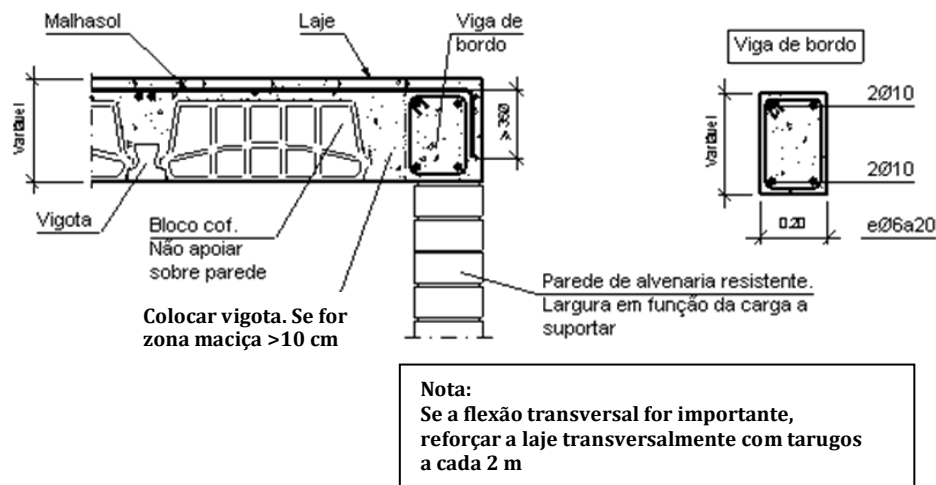


A2. Pormenor de solidarização de laje de betão a parede de alvenaria de pedra (City University, 2007)

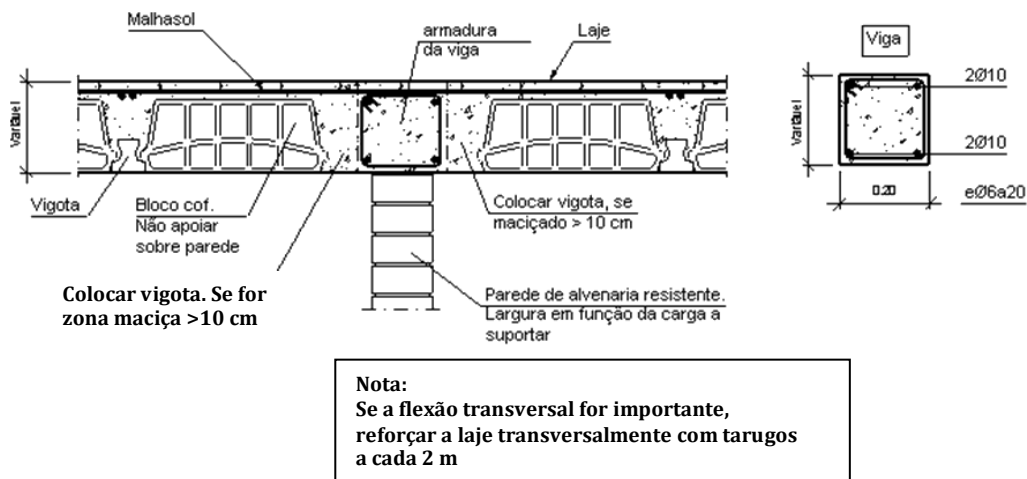


Apêndice B Pormenores Construtivos de Lajes de vigotas pré-tensionadas

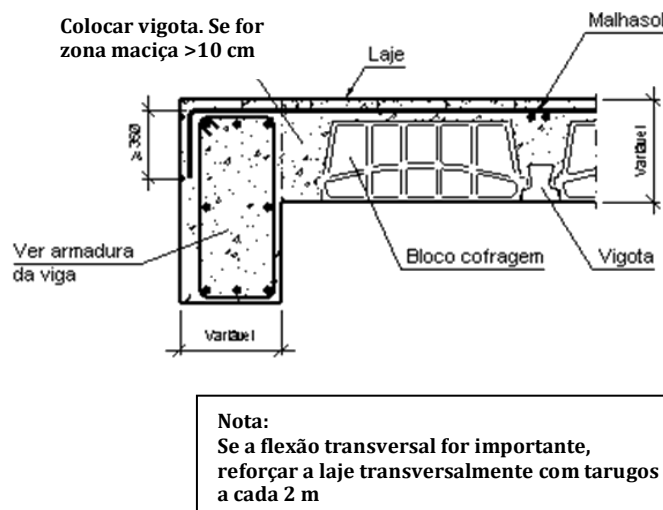
B1. Apoio do extremo do vão sobre parede de alvenaria



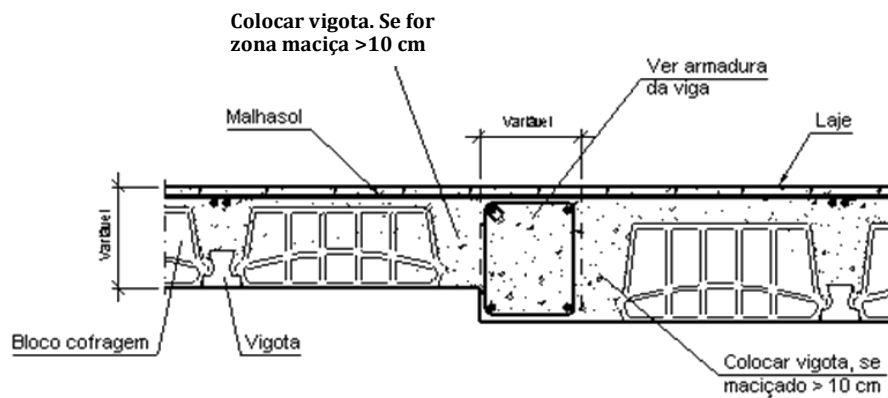
B2. Pormenor entre vãos sobre parede de alvenaria



B3. Extremo do vão sobre viga

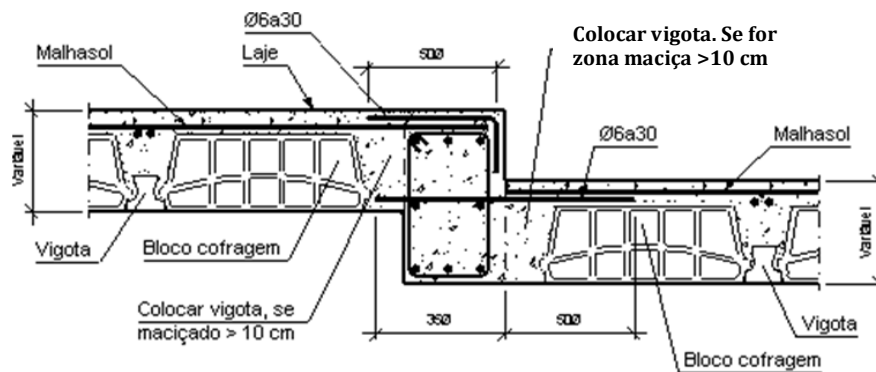


B4. Transição em altura da laje



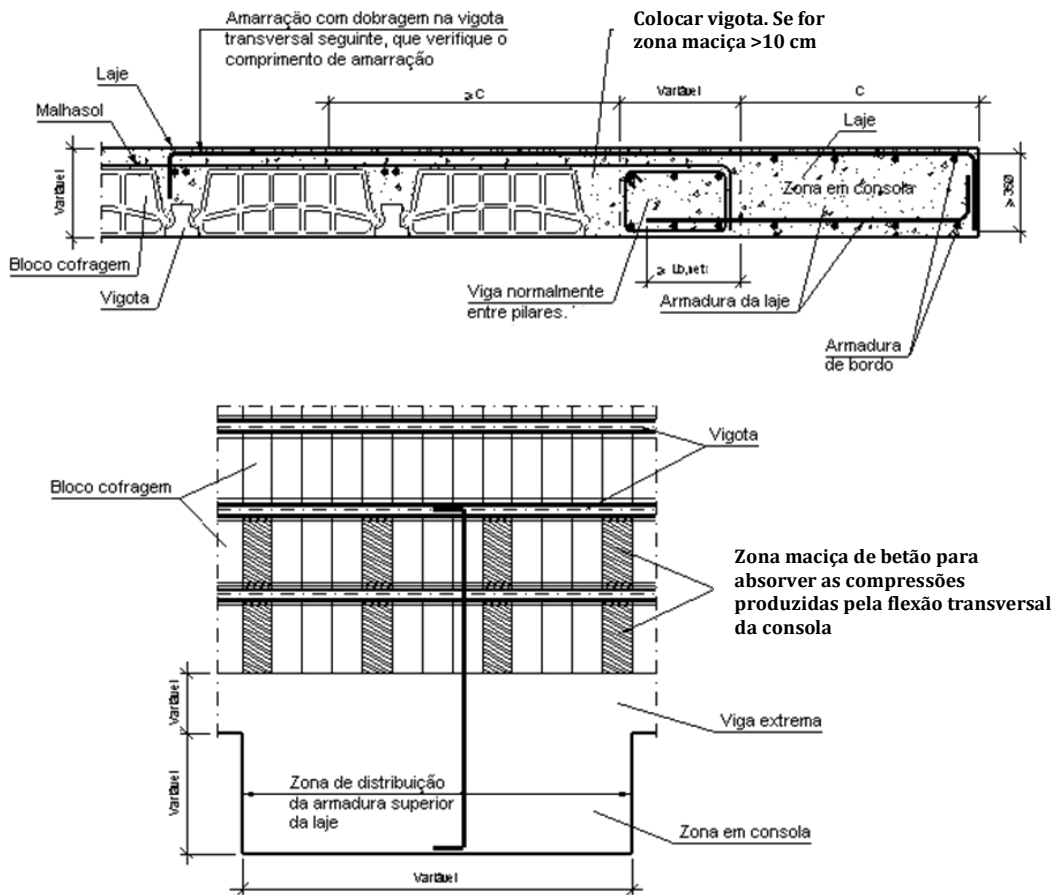
Nota:
Se a flexão transversal for importante,
reforçar a laje transversalmente com tarugos
a cada 2 m

B5. Alteração da cota com desnível menor que a altura da laje

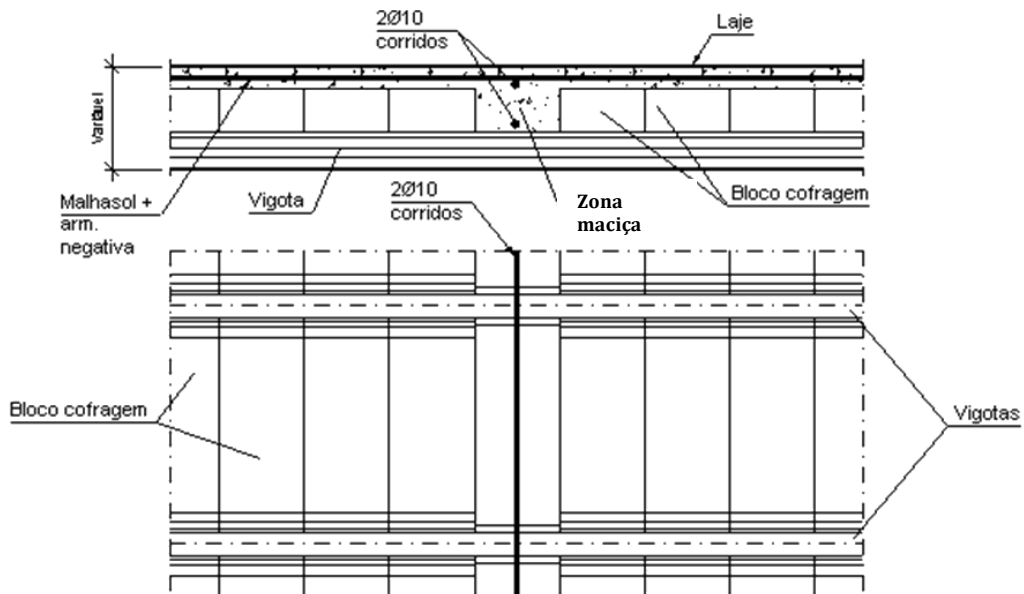


Nota:
Se a flexão transversal for importante,
reforçar a laje transversalmente com tarugos
a cada 2 m

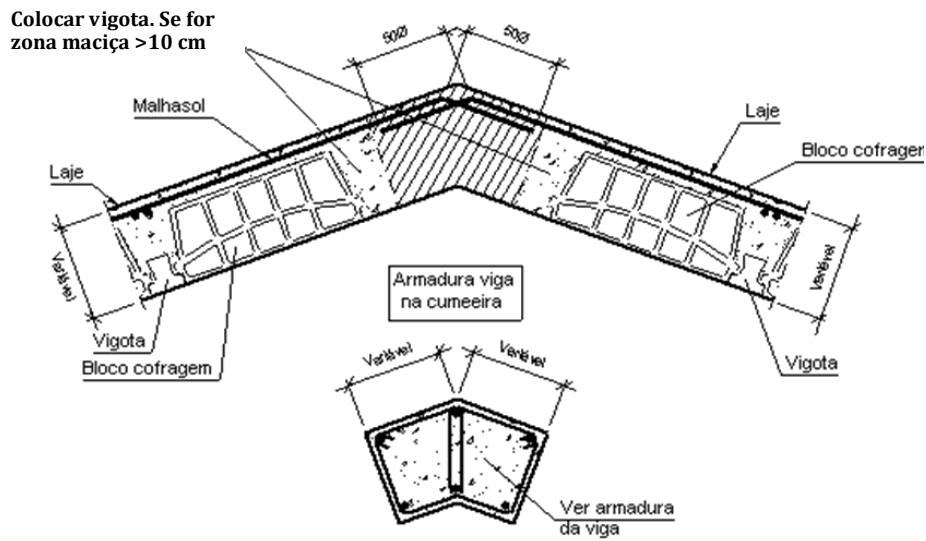
B6. Transição para laje maciça de igual altura em consola



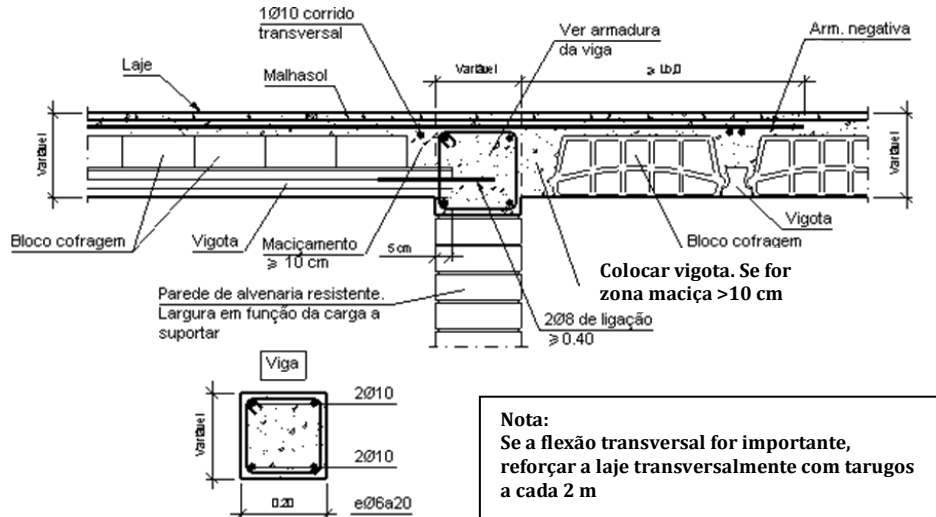
B7. Tarugos



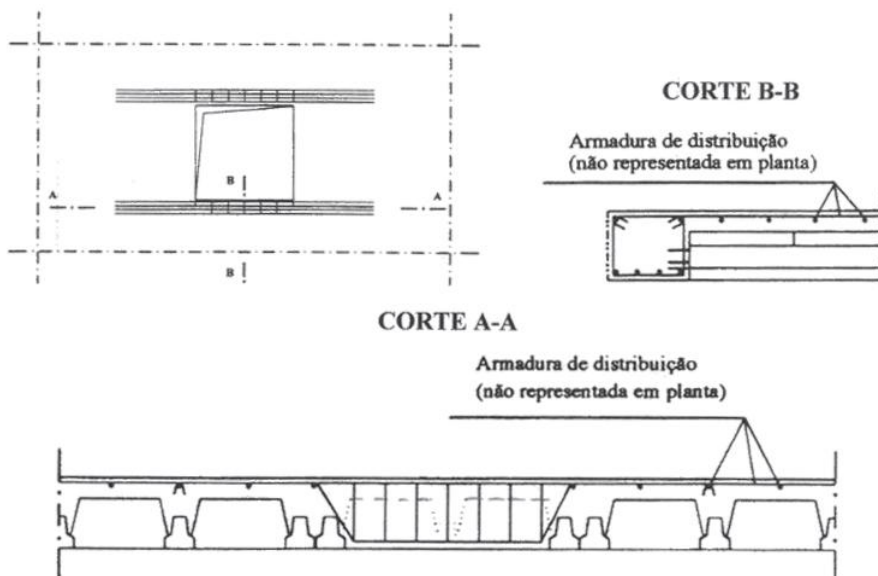
B8. Ligação de lajes na viga de cumeeira



B9. Mudança de orientação das vigas sobre parede de alvenaria resistente

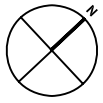
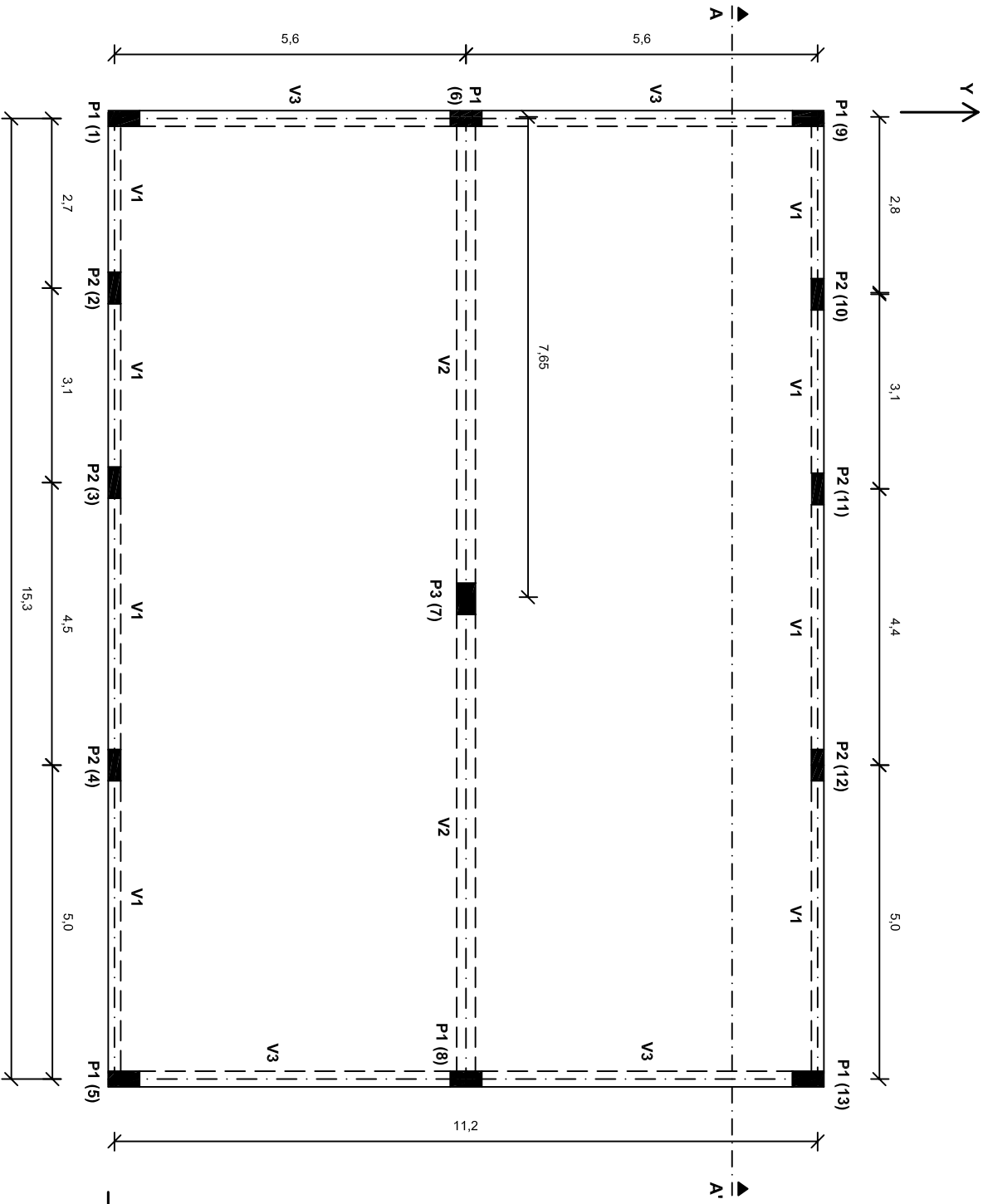


B10. Abertura com interrupção de vigotas (Brito, 2003)



Apêndice C Descrição da estrutura existente

C1. Planta estrutural



MATERIAIS

- Betão: C20/25
- Betão Estrutural C20/25
- Betão de Limpeza C12/15
- Aço: Armaduras Ordinárias A400 NR

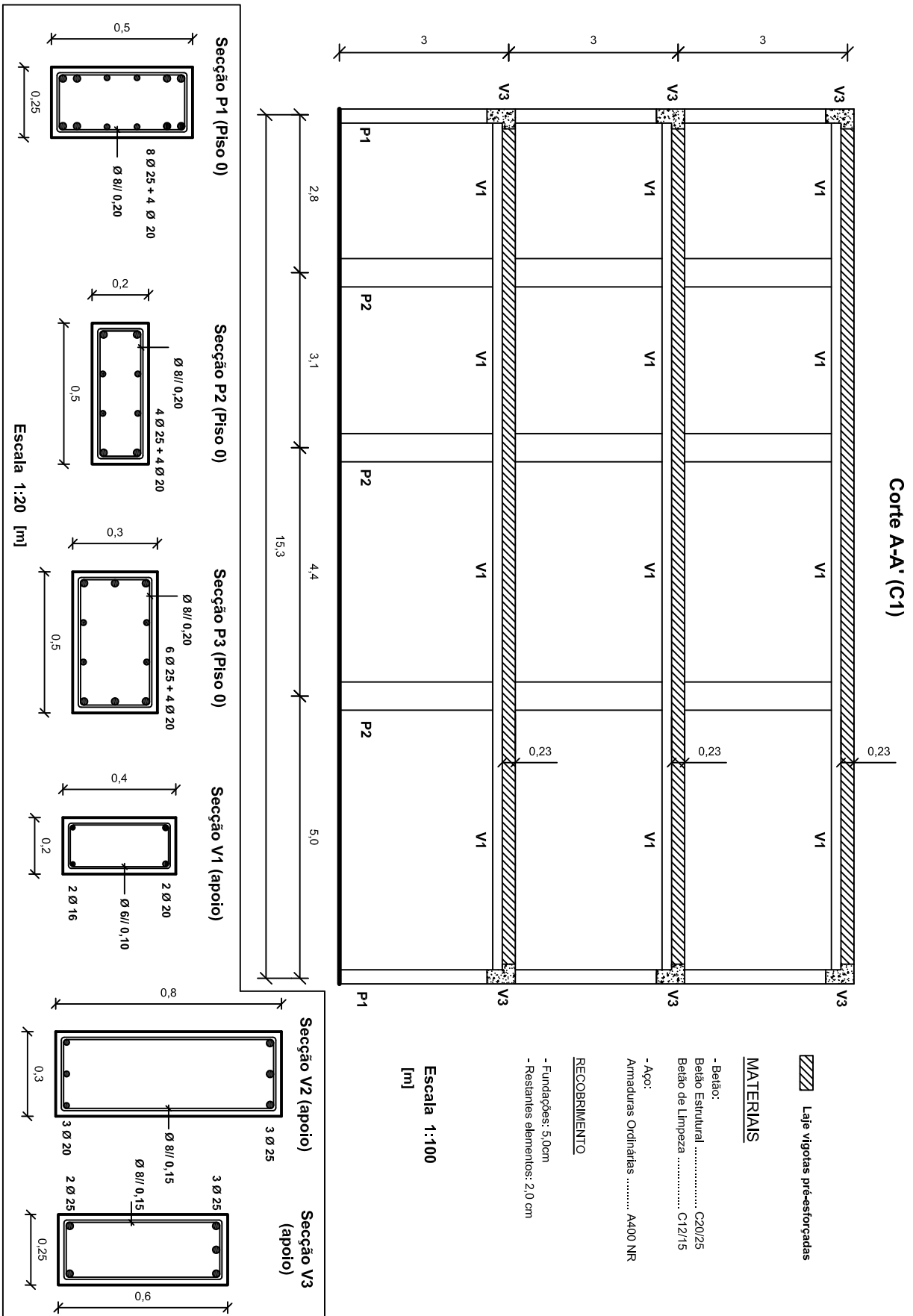
RECOBRIMENTO

- Fundações: 5,0cm
- Restantes elementos: 2,0 cm

(X) - nó X

Escala 1:100
[m]

C2. Corte A-A' (A1): Seções de vigas e pilares



C3. Modelo tridimensional



Apêndice D Avaliação da estrutura existente

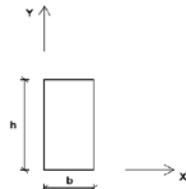
D1 Verificação da Limitação de Danos - Deslocamentos relativos entre pisos

Nó	Deslocamentos absolutos						Deslocamentos relativos entre pisos						0,005 h / v [mm]
	Piso 1		Piso 2		Piso 3		Piso 1/2		Piso 1/2		Piso 2/3		
	Ux [m]	Uy [m]	Ux [m]	Uy [m]	Ux [m]	Uy [m]	Urx [mm]	Ury [mm]	Urx [mm]	Ury [mm]	Urx [mm]	Ury [mm]	
1	0,03929	0,04326	0,08127	0,09967	0,10443	0,13562	39,29	43,26	41,98	56,41	23,17	35,95	30,00
2	0,03928	0,04339	0,08127	0,09992	0,10444	0,13592	39,28	43,39	41,99	56,53	23,17	36,00	
3	0,03928	0,04350	0,08129	0,10013	0,10446	0,13616	39,28	43,50	42,00	56,62	23,18	36,03	
4	0,03929	0,04365	0,08130	0,10036	0,10448	0,13642	39,29	43,65	42,01	56,71	23,18	36,06	
5	0,03930	0,04376	0,08131	0,10048	0,10448	0,13653	39,30	43,76	42,01	56,71	23,17	36,06	
6	0,03934	0,04330	0,08135	0,09970	0,10453	0,13564	39,34	43,30	42,01	56,40	23,18	35,94	
7	0,03933	0,04356	0,08133	0,10023	0,10452	0,13628	39,33	43,56	42,01	56,67	23,18	36,06	
8	0,03934	0,04380	0,08135	0,10051	0,10454	0,13656	39,34	43,80	42,02	56,71	23,18	36,05	
9	0,03931	0,04326	0,08133	0,09967	0,10451	0,13562	39,31	43,26	42,01	56,41	23,18	35,95	
10	0,03931	0,04339	0,08133	0,09993	0,10452	0,13593	39,31	43,39	42,02	56,53	23,19	36,00	
11	0,03931	0,04351	0,08134	0,10013	0,10453	0,13617	39,31	43,51	42,03	56,63	23,19	36,04	
12	0,03931	0,04365	0,08136	0,10036	0,10455	0,13642	39,31	43,65	42,05	56,71	23,19	36,06	
13	0,03933	0,04376	0,08137	0,10048	0,10455	0,13653	39,33	43,76	42,04	56,71	23,18	36,06	

D2 Verificação do Estado Limite Último - Pilares

Pilar	b [m]	h [m]	A _{s tot} x [cm ²]	A _{s tot} y [cm ²]	A _{sw/s} x [cm ² /m]	A _{sw/s} y [cm ² /m]	N _{Ed} ^{max} [kN]	N _{Ed} ^{min} [kN]	v	W _{tot} X	μ _x	W _{tot} Y	μ _y	M _{Ed} x [kN.m]	M _{Rd} x [kN.m]	M _{Ed} y [kN.m]	M _{Rd} y [kN.m]	V _{Ed} x [kN]	V _{Rd} x [kN]	V _{Ed} y [kN]	V _{Rd} y [kN]	
P1	1_0	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	313,957	-661,845	0,189	0,822	0,275	0,263	0,035	493,440	228,594	144,484	14,547	88,688	54,465	253,274	122,546
	1_1	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	150,206	-367,778	0,090	0,822	0,300	0,263	0,070	353,046	249,375	121,316	29,094	79,137	54,465	221,981	122,546
	1_2	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	42,022	-119,416	0,025	0,822	0,320	0,263	0,090	277,267	266,000	70,472	37,406	43,279	54,465	149,619	122,546
P2	2_0	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-200,412	-260,001	-0,151	0,329	0,140	0,514	0,260	54,528	37,240	404,228	172,900	232,162	122,546	22,620	40,849
	2_1	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-122,255	-167,052	-0,092	0,329	0,130	0,514	0,240	20,335	34,580	285,157	159,600	180,058	122,546	10,321	40,849
	2_2	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-46,382	-73,081	-0,035	0,329	0,120	0,514	0,220	17,932	31,920	164,835	146,300	94,366	122,546	9,243	40,849
	3_0	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-155,898	-444,622	-0,117	0,329	0,140	0,514	0,250	53,878	37,240	397,317	166,250	224,940	122,546	21,909	40,849
	3_1	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-118,168	-265,372	-0,089	0,329	0,130	0,514	0,235	19,275	34,580	269,716	156,275	168,679	122,546	9,370	40,849
	3_2	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-60,279	-105,967	-0,045	0,329	0,125	0,514	0,230	22,738	33,250	161,269	152,950	90,344	122,546	13,058	40,849
	4_0	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-322,384	-452,520	-0,242	0,329	0,170	0,514	0,290	56,032	45,220	384,518	192,850	211,601	122,546	23,955	40,849
	4_1	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-208,139	-283,468	-0,156	0,329	0,140	0,514	0,260	23,301	37,240	240,768	172,900	147,461	122,546	12,346	40,849
	4_2	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-89,609	-122,245	-0,067	0,329	0,130	0,514	0,235	24,008	34,580	139,398	156,275	75,406	122,546	14,107	40,849
P1	5_0	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	140,701	-631,558	0,085	0,822	0,305	0,263	0,070	500,983	253,531	140,604	29,094	84,408	54,465	258,112	122,546
	5_1	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	60,799	-368,392	0,037	0,822	0,310	0,263	0,075	357,292	257,688	113,909	31,172	73,329	54,465	224,660	122,546
	5_2	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	14,953	-129,258	0,009	0,822	0,330	0,263	0,095	281,326	274,313	74,361	39,484	44,438	54,465	151,903	122,546
	6_0	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	-369,492	-863,665	-0,222	0,822	0,410	0,263	0,160	545,377	340,813	172,433	66,500	114,035	54,465	307,052	122,546
	6_1	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	-265,526	-530,918	-0,160	0,822	0,385	0,263	0,140	473,359	320,031	187,985	58,188	125,095	54,465	309,598	122,546
	6_2	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	-142,987	-226,793	-0,086	0,822	0,360	0,263	0,120	331,241	299,250	118,732	49,875	77,737	54,465	193,322	122,546
P3	7_0	0,5	0,3	12,57	29,45	5,02	5,02	-1214,133	-1244,903	-0,609	0,219	0,145	0,514	0,255	172,134	98,753	653,749	254,363	395,560	122,546	64,410	68,081
	7_1	0,5	0,3	12,57	29,45	5,02	5,02	-794,939	-818,817	-0,398	0,219	0,165	0,514	0,320	46,551	83,790	538,901	319,200	349,613	122,546	18,095	68,081
	7_2	0,5	0,3	12,57	29,45	5,02	5,02	-382,027	-398,599	-0,191	0,219	0,140	0,514	0,275	31,138	83,790	309,578	274,313	188,966	122,546	6,615	68,081
P1	8_0	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	-389,746	-859,628	-0,234	0,822	0,405	0,263	0,160	552,111	336,656	174,238	66,500	115,102	54,465	311,014	122,546
	8_1	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	-279,990	-528,222	-0,168	0,822	0,380	0,263	0,140	475,556	315,875	191,301	58,188	127,328	54,465	310,797	122,546
	8_2	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	-149,808	-225,846	-0,090	0,822	0,365	0,263	0,120	331,473	303,406	122,453	49,875	80,190	54,465	193,421	122,546
	9_0	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	300,656	-653,823	0,181	0,822	0,260	0,263	0,035	493,524	216,125	144,089	14,547	88,251	54,465	253,358	122,546
	9_1	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	144,052	-364,929	0,087	0,822	0,305	0,263	0,070	353,191	253,531	120,486	29,094	78,493	54,465	222,092	122,546
	9_2	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	40,555	-119,350	0,024	0,822	0,320	0,263	0,090	277,443	266,000	70,524	37,406	43,195	54,465	149,726	122,546
P2	10_0	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-201,521	-269,560	-0,152	0,329	0,140	0,514	0,260	54,522	37,240	403,634	172,900	231,417	122,546	22,610	40,849
	10_1	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-124,084	-171,843	-0,093	0,329	0,130	0,514	0,240	20,336	34,580	283,462	159,600	178,801	122,546	10,307	40,849
	10_2	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-47,476	-74,813	-0,036	0,329	0,120	0,514	0,220	17,953	31,920	163,868	146,300	93,610	122,546	9,340	40,849
	11_0	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-159,300	-433,030	-0,120	0,329	0,140	0,514	0,250	53,822	37,240	397,731	166,250	225,248	122,546	21,848	40,849
	11_1	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-119,700	-258,827	-0,090	0,329	0,130	0,514	0,235	19,139	34,580	270,108	156,275	168,997	122,546	9,265	40,849
	11_2	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-60,468	-103,538	-0,045	0,329	0,125	0,514	0,230	22,606	33,250	160,785	152,950	90,113	122,546	12,958	40,849
	12_0	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-311,489	-456,118	-0,234	0,329	0,170	0,514	0,290	55,981	45,220	385,499	192,850	212,499	122,546	23,902	40,849
	12_1	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-202,252	-284,612	-0,152	0,329	0,140	0,514	0,260	23,190	37,240	242,722	172,900	148,856	122,546	12,257	40,849
	12_2	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-87,615	-122,101	-0,066	0,329	0,130	0,514	0,235	23,859	34,580	140,904	156,275	76,408	122,546	13,980	40,849
P1	13_0	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	140,398	-631,702	0,084	0,822	0,305	0,263	0,070	501,019	253,531	140,677	29,094	84,449	54,465	258,129	122,546
	13_1	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	60,655	-368,535	0,036	0,822	0,320	0,263	0,075	357,341	266,000	113,989	31,172	73,377	54,465	224,698	122,546
	13_2	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	14,894	-129,344	0,009	0,822	0,330	0,263	0,095	281,398	274,313	74,444	39,484	44,483	54,465	151,951	122,546

x_n x corresponde ao alinhamento
n corresponde ao pilar situado entre o piso n e n+1



Grandezas adimensionais:

- Esforço normal reduzido: $v = \frac{N_{Ed}}{b h f_{cd}}$

- Momento flector reduzido: $\mu = \frac{M_{Ed}}{b h^2 f_{cd}}$

- Percentagem mecânica de armadura: $\omega_{TOT} = \frac{A_{sTOT}}{b h} \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$

D3 Verificação do Estado Limite Último - Vigas

Viga	b(m)	h(m)	A _s ⁻ [cm ²]	A _s ⁺ [cm ²]	A _{sw/s} [cm ² /m]	w ⁻	w ⁺	μ ⁻	μ ⁺	M _{Ed} ⁻ [kN.m]	M _{Rd} ⁻ [kN.m]	M _{Ed} ⁺ [kN.m]	M _{Rd} ⁺ [kN.m]	V _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	σ _c [MPa]	0,6 $\left[\frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cd}$	
V1	1/2_1	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	161,848	65,627	132,505	44,512	92,342	107,465	3,385	7,342
	1/2_2	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	120,476	65,627	99,267	44,512	77,259	107,465	2,832	
	1/2_3	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	54,525	65,627	44,443	44,512	45,754	107,465	1,677	
	2/3_1	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	215,929	65,627	196,343	44,512	77,457	107,465	2,839	
	2/3_2	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	159,736	65,627	139,002	44,512	62,883	107,465	2,305	
	2/3_3	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	69,074	65,627	57,040	44,512	39,416	107,465	1,445	
	3/4_1	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	185,850	65,627	150,490	44,512	37,319	107,465	1,368	
	3/4_2	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	140,763	65,627	104,163	44,512	31,143	107,465	1,142	
	3/4_3	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	66,423	65,627	40,362	44,512	17,265	107,465	0,633	
4/5_1	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	140,384	65,627	102,315	44,512	64,717	107,465	2,372		
4/5_2	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	107,813	65,627	75,737	44,512	63,964	107,465	2,345		
4/5_3	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	55,598	65,627	36,350	44,512	43,375	107,465	1,590		
V3	1/6_1	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	614,235	344,611	341,354	238,594	319,203	272,595	3,640	
	1/6_2	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	548,540	344,611	262,254	238,594	290,278	272,595	3,310	
	1/6_3	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	322,365	344,611	153,212	238,594	206,983	272,595	2,361	
	5/8_1	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	615,056	344,611	346,504	238,594	320,240	272,595	3,652	
	5/8_2	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	547,557	344,611	264,130	238,594	290,714	272,595	3,315	
5/8_3	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	324,700	344,611	153,753	238,594	208,212	272,595	2,375		
V2	6/7_1	0,25	0,60	14,73	9,42	6,70	0,280	0,179	0,233	0,160	660,972	234,121	280,088	160,745	221,628	199,903	4,136	
	6/7_2	0,25	0,60	14,73	9,42	6,70	0,280	0,179	0,233	0,160	546,227	234,121	249,365	160,745	218,758	199,903	4,082	
	6/7_3	0,25	0,60	14,73	9,42	6,70	0,280	0,179	0,233	0,160	331,748	234,121	215,158	160,745	183,257	199,903	3,420	
	7/8_1	0,25	0,60	14,73	9,42	6,70	0,280	0,179	0,233	0,160	653,624	234,121	276,247	160,745	220,178	199,903	4,109	
7/8_2	0,25	0,60	14,73	9,42	6,70	0,280	0,179	0,233	0,160	538,235	234,121	258,008	160,745	216,873	199,903	4,047		
7/8_3	0,25	0,60	14,73	9,42	6,70	0,280	0,179	0,233	0,160	326,532	234,121	222,261	160,745	181,731	199,903	3,391		
V3	6/9_1	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	614,086	344,611	341,306	238,594	319,028	272,595	3,638	
	6/9_2	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	548,421	344,611	262,373	238,594	290,437	272,595	3,312	
	6/9_3	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	322,301	344,611	153,399	238,594	206,842	272,595	2,359	
	8/13_1	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	615,054	344,611	346,541	238,594	320,123	272,595	3,651	
8/13_2	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	547,513	344,611	264,210	238,594	290,734	272,595	3,316		
8/13_3	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	324,710	344,611	153,699	238,594	208,067	272,595	2,373		
V1	9/10_1	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	204,177	65,627	189,793	44,512	103,243	107,465	3,785	
	9/10_2	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	148,901	65,627	138,103	44,512	95,163	107,465	3,488	
	9/10_3	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	61,687	65,627	55,998	44,512	72,401	107,465	2,654	
	10/11_1	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	222,086	65,627	199,659	44,512	84,836	107,465	3,110	
	10/11_2	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	162,704	65,627	141,649	44,512	70,676	107,465	2,591	
	10/11_3	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	71,438	65,627	55,701	44,512	43,403	107,465	1,591	
	11/12_1	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	146,378	65,627	115,485	44,512	38,856	107,465	1,424	
	11/12_2	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	109,454	65,627	79,747	44,512	32,354	107,465	1,186	
	11/12_3	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	53,003	65,627	31,083	44,512	17,887	107,465	0,656	
	12/13_1	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	139,831	65,627	102,301	44,512	64,378	107,465	2,360	
	12/13_2	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	107,499	65,627	75,753	44,512	63,647	107,465	2,333	
12/13_3	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	55,358	65,627	36,394	44,512	43,152	107,465	1,582		

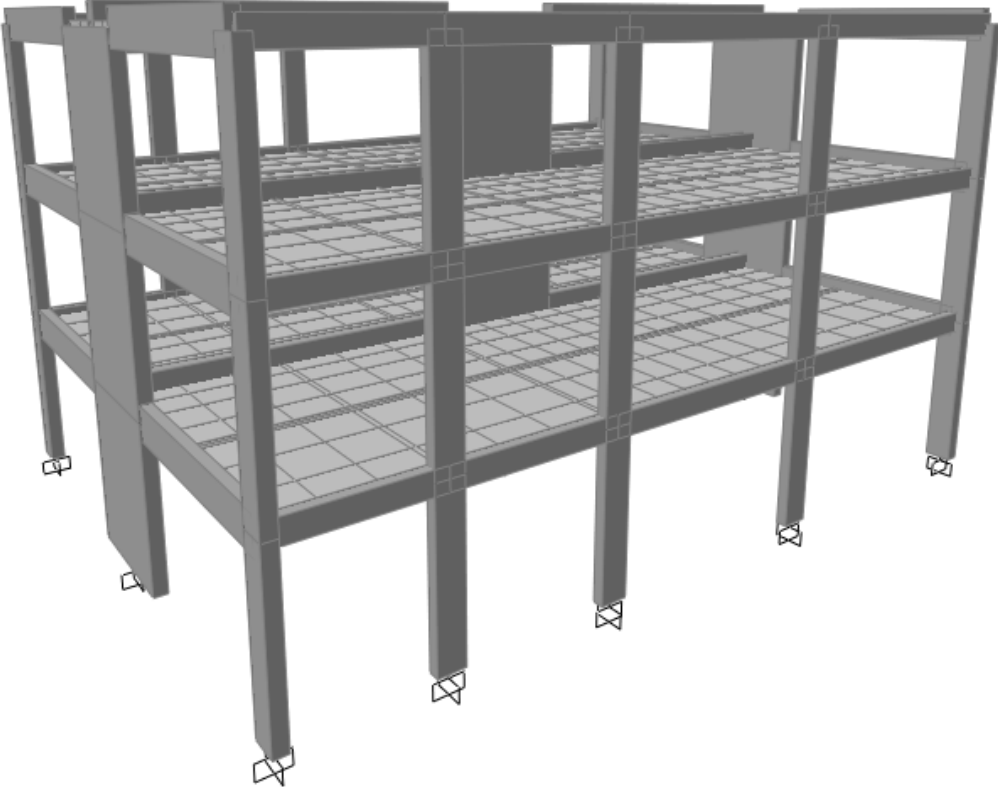
x/y_n x corresponde ao nó i
y corresponde ao nó i+1
n corresponde ao piso

$$\omega = \frac{A_s}{b d} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad \mu_{Rd} = \omega (1 - 0,605 \omega) \quad \mu_{Rd} = \frac{M_{Rd}}{b d^2 f_{cd}} \quad V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta$$

$$\sigma_c = \frac{V_{sd}}{0,9 b d b_w \sin \theta \cos \theta} \leq 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cd}$$

Apêndice E Solução de reforço com betão armado

E1. Modelo tridimensional



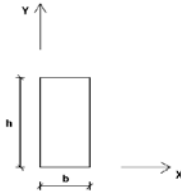
E2 Verificação da Limitação de Danos - Deslocamentos relativos entre pisos

Nó	Deslocamentos absolutos						Deslocamentos relativos entre pisos						0,005 h / v [mm]
	Piso 1		Piso 2		Piso 3		Piso 0/1		Piso 1/2		Piso 2/3		
	Ux [m]	Uy [m]	Ux [m]	Uy [m]	Ux [m]	Uy [m]	Urx [mm]	Ury [mm]	Urx [mm]	Ury [mm]	Urx [mm]	Ury [mm]	
1	0,00912	0,00775	0,02335	0,02227	0,03550	0,03713	9,12	7,75	14,23	14,52	12,15	14,86	30,00
2	0,00911	0,00774	0,02335	0,02230	0,03550	0,03728	9,11	7,74	14,23	14,56	12,16	14,98	
3	0,00911	0,00775	0,02335	0,02233	0,03551	0,03734	9,11	7,75	14,24	14,59	12,16	15,01	
4	0,00911	0,00774	0,02335	0,02231	0,03552	0,03731	9,11	7,74	14,24	14,57	12,17	15,00	
5	0,00911	0,00773	0,02335	0,02222	0,03553	0,03709	9,11	7,73	14,24	14,50	12,17	14,87	
6	0,00910	0,00770	0,02334	0,02219	0,03551	0,03716	9,10	7,70	14,23	14,48	12,18	14,97	
7	0,00904	0,00775	0,02324	0,02234	0,03550	0,03735	9,04	7,75	14,21	14,59	12,26	15,01	
8	0,00910	0,00768	0,02334	0,02214	0,03552	0,03712	9,10	7,68	14,23	14,46	12,18	14,98	
9	0,00912	0,00775	0,02336	0,02227	0,03552	0,03713	9,12	7,75	14,24	14,52	12,16	14,86	
10	0,00912	0,00774	0,02336	0,02230	0,03552	0,03728	9,12	7,74	14,24	14,56	12,16	14,98	
11	0,00911	0,00775	0,02336	0,02234	0,03553	0,03734	9,11	7,75	14,24	14,59	12,17	15,01	
12	0,00911	0,00774	0,02336	0,02231	0,03554	0,03731	9,11	7,74	14,25	14,57	12,18	15,00	
13	0,00911	0,00773	0,02336	0,02222	0,03554	0,03709	9,11	7,73	14,25	14,50	12,18	14,87	

E3 Verificação do Estado Limite Último - Pilares existentes

Pilar	b [m]	h [m]	A _{s tot x} [cm ²]	A _{s tot y} [cm ²]	A _{sw/s x} [cm ² /m]	A _{sw/s y} [cm ² /m]	N _{Ed} ^{max} [kN]	N _{Ed} ^{min} [kN]	v	w _{tot X}	μ _x	w _{tot Y}	μ _y	M _{Ed x} [kN.m]	M _{Rd x} [kN.m]	M _{Ed y} [kN.m]	M _{Rd y} [kN.m]	V _{Ed x} [kN]	V _{Rd x} [kN]	V _{Ed y} [kN]	V _{Rd y} [kN]	
P1	1_0	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	227,954	-354,640	0,137	0,822	0,275	0,263	0,062	100,788	228,594	18,876	25,769	12,581	54,465	58,161	122,546
	1_1	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	162,934	-241,210	0,098	0,822	0,290	0,263	0,080	143,065	241,063	32,453	33,250	21,535	54,465	89,583	122,546
	1_2	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	77,462	-98,097	0,047	0,822	0,315	0,263	0,090	193,985	261,844	32,478	37,406	21,281	54,465	115,453	122,546
P2	2_0	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-159,177	-268,978	-0,120	0,329	0,140	0,514	0,250	11,126	37,240	103,345	166,250	54,776	122,546	5,428	40,849
	2_1	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-93,856	-173,601	-0,070	0,329	0,130	0,514	0,240	10,571	34,580	118,748	159,600	76,034	122,546	5,783	40,849
	2_2	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-33,022	-76,294	-0,025	0,329	0,120	0,514	0,220	16,409	31,920	130,955	146,300	79,905	122,546	8,860	40,849
	3_0	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-230,270	-365,419	-0,173	0,329	0,150	0,514	0,265	12,199	39,900	102,192	176,225	53,596	122,546	6,545	40,849
	3_1	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-143,847	-236,083	-0,108	0,329	0,135	0,514	0,245	13,607	35,910	114,799	162,925	73,190	122,546	7,701	40,849
	3_2	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-61,627	-102,793	-0,046	0,329	0,125	0,514	0,225	20,949	33,250	127,029	149,625	77,088	122,546	11,555	40,849
	4_0	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-294,578	-465,308	-0,221	0,329	0,160	0,514	0,285	13,211	42,560	97,113	189,525	48,340	122,546	7,578	40,849
	4_1	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-179,208	-301,712	-0,135	0,329	0,145	0,514	0,255	16,385	38,570	98,939	169,575	62,487	122,546	9,427	40,849
4_2	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-71,680	-134,523	-0,054	0,329	0,125	0,514	0,230	24,763	33,250	106,923	152,950	64,163	122,546	13,777	40,849	
P1	5_0	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	158,855	-401,475	0,096	0,822	0,290	0,263	0,080	100,994	241,063	21,265	33,250	13,817	54,465	58,606	122,546
	5_1	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	122,079	-272,070	0,073	0,822	0,300	0,263	0,085	144,445	249,375	35,870	35,328	23,657	54,465	90,382	122,546
	5_2	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	63,478	-113,133	0,038	0,822	0,310	0,263	0,090	195,865	257,688	36,469	37,406	23,725	54,465	116,578	122,546
	9_0	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	224,444	-353,036	0,135	0,822	0,275	0,263	0,062	100,811	228,594	18,790	25,769	12,492	54,465	58,173	122,546
	9_1	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	160,963	-240,340	0,097	0,822	0,290	0,263	0,080	143,101	241,063	32,172	33,250	21,341	54,465	89,604	122,546
	9_2	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	76,988	-98,031	0,046	0,822	0,315	0,263	0,090	194,067	261,844	32,323	37,406	21,151	54,465	115,498	122,546
P2	10_0	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-160,651	-283,567	-0,121	0,329	0,140	0,514	0,250	11,216	37,240	103,139	166,250	54,544	122,546	5,515	40,849
	10_1	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-94,616	-182,686	-0,071	0,329	0,130	0,514	0,240	10,806	34,580	118,033	159,600	75,538	122,546	5,931	40,849
	10_2	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-33,751	-79,847	-0,025	0,329	0,120	0,514	0,220	16,649	31,920	130,173	146,300	79,381	122,546	9,006	40,849
	11_0	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-227,800	-358,048	-0,171	0,329	0,150	0,514	0,265	12,124	39,900	101,889	176,225	53,260	122,546	6,465	40,849
	11_1	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-142,412	-231,540	-0,107	0,329	0,135	0,514	0,245	13,375	35,910	113,760	162,925	72,479	122,546	7,548	40,849
	11_2	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-60,787	-101,043	-0,046	0,329	0,125	0,514	0,225	20,640	33,250	125,675	149,625	76,225	122,546	11,366	40,849
	12_0	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-288,466	-463,823	-0,217	0,329	0,160	0,514	0,285	13,151	42,560	97,538	189,525	48,759	122,546	7,513	40,849
	12_1	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-175,295	-300,683	-0,132	0,329	0,145	0,514	0,255	16,199	38,570	100,153	169,575	63,284	122,546	9,305	40,849
12_2	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-70,080	-133,900	-0,053	0,329	0,125	0,514	0,230	24,463	33,250	107,905	152,950	65,028	122,546	13,600	40,849	
P1	13_0	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	158,663	-401,612	0,095	0,822	0,290	0,263	0,080	100,997	241,063	21,275	33,250	13,824	54,465	58,616	122,546
	13_1	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	121,967	-272,152	0,073	0,822	0,300	0,263	0,085	144,474	249,375	35,890	35,328	23,669	54,465	90,402	122,546
	13_2	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	63,425	-113,182	0,038	0,822	0,310	0,263	0,090	195,877	257,688	36,499	37,406	23,743	54,465	116,589	122,546

x_n x corresponde ao alinhamento
n corresponde ao pilar situado entre o piso n e n+1



Grandezas adimensionais:

- Esforço normal reduzido:

$$v = \frac{N_{Ed}}{b h f_{cd}}$$

- Momento flector reduzido:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b h^2 f_{cd}}$$

- Percentagem mecânica de armadura:

$$\omega_{TOT} = \frac{A_{sTOT}}{b h} \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

E4 Verificação do Estado Limite Último - Vigas existentes

Viga	b(m)	h(m)	A _s ⁻ [cm ²]	A _s ⁺ [cm ²]	A _{sw/s} [cm ² /m]	w ⁻	w ⁺	μ ⁻	μ ⁺	M _{Ed} ⁻ [kN.m]	M _{Rd} ⁻ [kN.m]	M _{Ed} ⁺ [kN.m]	M _{Rd} ⁺ [kN.m]	V _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	σ _c [MPa]	0,6 $\left[\frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cd}$	
V1	1/2_1	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	-46,577	65,627	51,831	44,512	51,389	107,465	1,884	7,342
	1/2_2	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	-53,025	65,627	50,546	44,512	50,810	107,465	1,863	
	1/2_3	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	-33,604	65,627	40,722	44,512	36,447	107,465	1,336	
	2/3_1	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	-61,274	65,627	45,134	44,512	65,875	107,465	2,415	
	2/3_2	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	-44,265	65,627	34,538	44,512	54,678	107,465	2,004	
	2/3_3	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	-36,263	65,627	31,425	44,512	35,193	107,465	1,290	
	3/4_1	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	-54,658	65,627	31,909	44,512	38,551	107,465	1,413	
	3/4_2	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	-63,266	65,627	41,036	44,512	46,126	107,465	1,691	
	3/4_3	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	-41,339	65,627	23,796	44,512	27,608	107,465	1,012	
4/5_1	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	-49,971	65,627	41,391	44,512	51,877	107,465	1,902		
4/5_2	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	-54,548	65,627	47,103	44,512	50,830	107,465	1,863		
4/5_3	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	-36,263	65,627	31,425	44,512	35,193	107,465	1,290		
V3	1/6_1	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	-283,393	344,611	118,230	238,594	197,182	272,595	2,249	7,342
	1/6_2	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	-334,399	344,611	158,688	238,594	222,251	272,595	2,535	
	1/6_3	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	-297,520	344,611	138,773	238,594	185,301	272,595	2,113	
	5/8_1	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	-283,748	344,611	118,226	238,594	196,595	272,595	2,242	
	5/8_2	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	-335,373	344,611	158,724	238,594	223,052	272,595	2,544	
5/8_3	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	-298,880	344,611	138,693	238,594	185,907	272,595	2,120		
V2	6/7_1	0,25	0,60	14,73	9,42	6,70	0,280	0,179	0,233	0,160	-242,158	234,121	126,330	160,745	198,973	199,903	3,713	7,342
	6/7_2	0,25	0,60	14,73	9,42	6,70	0,280	0,179	0,233	0,160	-271,696	234,121	144,251	160,745	195,390	199,903	3,646	
	6/7_3	0,25	0,60	14,73	9,42	6,70	0,280	0,179	0,233	0,160	-247,242	234,121	122,926	160,745	169,564	199,903	3,164	
	7/8_1	0,25	0,60	14,73	9,42	6,70	0,280	0,179	0,233	0,160	-232,104	234,121	119,769	160,745	167,906	199,903	3,133	
	7/8_2	0,25	0,60	14,73	9,42	6,70	0,280	0,179	0,233	0,160	-258,520	234,121	136,152	160,745	164,236	199,903	3,065	
7/8_3	0,25	0,60	14,73	9,42	6,70	0,280	0,179	0,233	0,160	-235,151	234,121	115,936	160,745	143,758	199,903	2,683		
V3	6/9_1	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	-283,306	344,611	118,226	238,594	196,595	272,595	2,242	7,342
	6/9_2	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	-334,294	344,611	158,724	238,594	223,052	272,595	2,544	
	6/9_3	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	-297,407	344,611	138,693	238,594	185,907	272,595	2,120	
	8/13_1	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	-283,846	344,611	116,287	238,594	198,675	272,595	2,266	
	8/13_2	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	-335,484	344,611	156,290	238,594	220,497	272,595	2,515	
8/13_3	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	-298,973	344,611	135,989	238,594	183,488	272,595	2,093		
V1	9/10_1	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	-50,849	65,627	45,979	44,512	87,032	107,465	3,190	7,342
	9/10_2	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	-57,615	65,627	47,556	44,512	95,347	107,465	3,495	
	9/10_3	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	-37,310	65,627	34,602	44,512	72,750	107,465	2,667	
	10/11_1	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	-56,318	65,627	48,090	44,512	65,756	107,465	2,410	
	10/11_2	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	-66,247	65,627	59,359	44,512	74,346	107,465	2,725	
	10/11_3	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	-40,428	65,627	34,442	44,512	50,062	107,465	1,835	
	11/12_1	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	-55,108	65,627	36,582	44,512	22,190	107,465	0,813	
	11/12_2	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	-65,070	65,627	45,616	44,512	25,773	107,465	0,945	
	11/12_3	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	-41,279	65,627	26,819	44,512	16,075	107,465	0,589	
	12/13_1	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	-49,686	65,627	41,237	44,512	51,350	107,465	1,882	
	12/13_2	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	-54,298	65,627	46,970	44,512	50,335	107,465	1,845	
	12/13_3	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	-36,005	65,627	31,389	44,512	34,859	107,465	1,278	

x/y_n x corresponde ao nó i
y corresponde ao nó i+1
n corresponde ao piso

$$\omega = \frac{A_s}{b d} \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\mu_{Rd} = \omega (1 - 0,605 \omega)$$

$$\mu_{Rd} = \frac{M_{Rd}}{b d^2 f_{cc}}$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta$$

$$\sigma_c = \frac{V_{sd}}{0,9 d b_w \sin \theta \cos \theta} \leq 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cd}$$

E5 Cálculo de armadura dos novos elementos

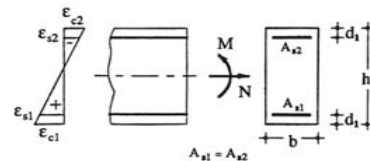
				Flexão segundo x									
Elemento Vertical		$N_{Ed}^{m\acute{a}x}$ [kN]	$N_{Ed}^{m\acute{i}n}$ [kN]	v	b [m]	h [m]	$M_{Ed\ x}$ [kN.m]	μ_x	$w_{tot\ x}$	$A_{s\ tot\ x}$ [cm ²]	$V_{Ed\ y}$ [kN]	$A_{sw/s\ y}$ [cm ² /m]	
PA	6_0	-549,814	-1209,375	-0,053	0,25	2,50	4182,180	0,161	0,400	119,25	916,951	3,45	
	6_1	-336,641	-805,031	-0,032	0,25	2,50	1956,650	0,075	0,200	59,63	746,691	2,81	
	6_2	-146,926	-380,049	-0,014	0,25	2,50	565,534	0,022	0,050	14,91	322,409	1,21	
PB	7_0	-1235,224	-1311,076	-0,099	2,50	0,30	127,091	0,034	0,000	-	30,656	1,13	
	7_1	-797,444	-867,635	-0,064	2,50	0,30	30,892	0,008	0,000	-	11,051	0,41	
	7_2	-368,929	-431,467	-0,030	2,50	0,30	9,703	0,003	0,000	-	6,043	0,22	
PA	8_0	-566,391	-1219,225	-0,055	0,25	2,50	4160,281	0,160	0,400	119,25	910,338	3,42	
	8_1	-349,221	-812,170	-0,034	0,25	2,50	1949,553	0,075	0,200	59,63	741,148	2,79	
	8_2	-153,203	-383,568	-0,015	0,25	2,50	559,986	0,022	0,050	14,91	321,972	1,21	

				Flexão segundo y									
Elemento Vertical		$N_{Ed}^{m\acute{a}x}$ [kN]	$N_{Ed}^{m\acute{i}n}$ [kN]	v	b [m]	h [m]	$M_{Ed\ y}$ [kN.m]	μ_y	$w_{tot\ y}$	$A_{s\ tot\ y}$ [cm ²]	$V_{Ed\ x}$ [kN]	$A_{sw/s\ x}$ [cm ² /m]	
PA	6_0	-549,814	-1209,375	-0,053	2,50	0,25	203,359	0,078	0,150	44,72	125,383	5,78	
	6_1	-336,641	-805,031	-0,032	2,50	0,25	287,428	0,111	0,250	74,53	182,104	8,39	
	6_2	-146,926	-380,049	-0,014	2,50	0,25	363,284	0,140	0,350	104,35	216,562	9,98	
B	7_0	-1235,224	-1311,076	-0,099	0,30	2,50	7218,543	0,232	0,500	178,88	1720,780	6,47	
	7_1	-797,444	-867,635	-0,064	0,30	2,50	2862,015	0,092	0,200	71,55	1229,860	4,63	
	7_2	-368,929	-431,467	-0,030	0,30	2,50	818,062	0,026	0,050	17,89	326,918	1,23	
PA	8_0	-566,391	-1219,225	-0,055	2,50	0,25	207,463	0,080	0,150	44,72	128,459	5,92	
	8_1	-349,221	-812,170	-0,034	2,50	0,25	297,149	0,115	0,250	74,53	188,190	8,67	
	8_2	-153,203	-383,568	-0,015	2,50	0,25	376,805	0,145	0,350	104,35	224,896	10,36	

x_n x corresponde ao alinhamento
n corresponde ao pilar situado entre o piso n e n+1

Nota 1: b e h de acordo com as tabelas de flexao composta.

Nota 2: A armadura indicada é de calculo. No entanto, as quantidades mínimas definidas no Eurocódigo 2 devem sempre ser asseguradas.



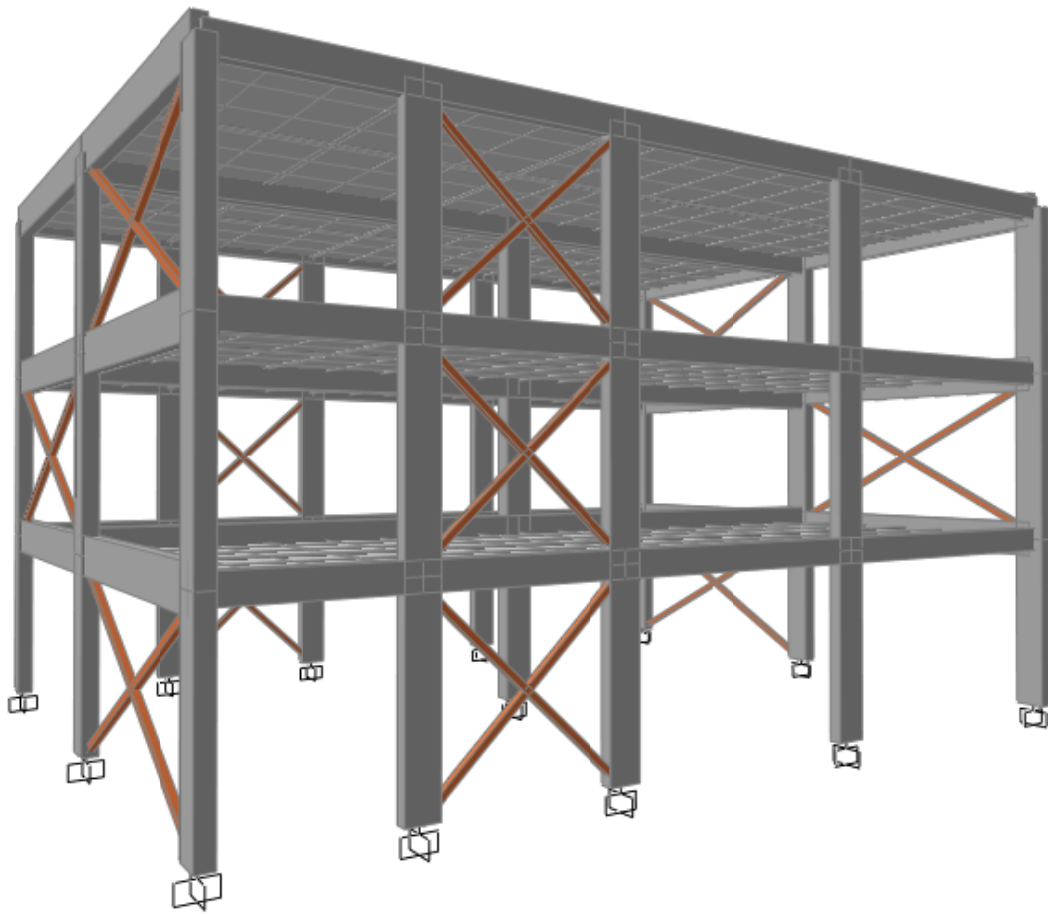
– Esforço normal reduzido:
$$v = \frac{N_{Rd}}{b h f_{cd}}$$

– Momento fletor reduzido:
$$\mu = \frac{M_{Rd}}{b h^2 f_{cd}}$$

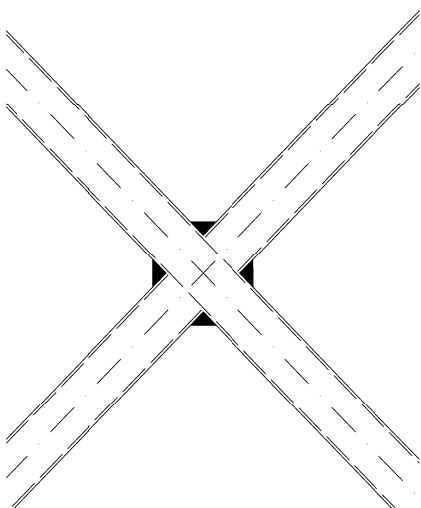
– Percentagem mecânica de armadura:
$$\omega_{TOT} = \frac{A_{sTOT}}{b h} \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Apêndice F Solução de reforço com elementos metálicos

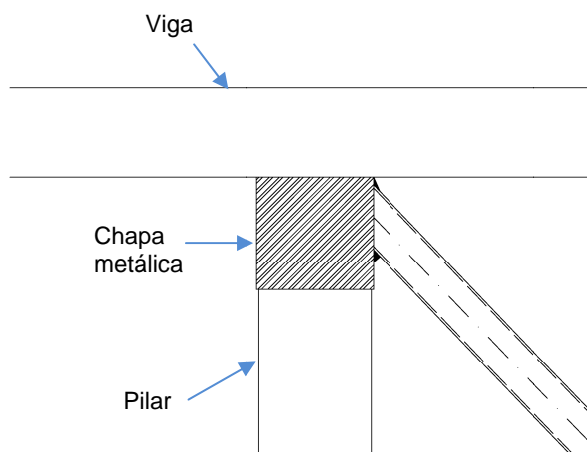
F1. Modelo tridimensional (Vista poente)



F2. Pormenores de ligação



Ligação entre contraventamentos



Ligação contraventamento – pilar

F3 Verificação da Limitação de Danos - Deslocamentos relativos entre pisos

Nó	Deslocamentos absolutos						Deslocamentos relativos entre pisos						0,005 h / v [mm]
	Piso 1		Piso 2		Piso 3		Piso 0/1		Piso 1/2		Piso 2/3		
	Ux [m]	Uy [m]	Ux [m]	Uy [m]	Ux [m]	Uy [m]	Urx [mm]	Ury [mm]	Urx [mm]	Ury [mm]	Urx [mm]	Ury [mm]	
1	0,01135	0,00952	0,02605	0,02032	0,03818	0,02563	11,35	9,52	14,69	10,80	12,14	5,32	30,00
2	0,01132	0,01006	0,02599	0,02014	0,03817	0,02595	11,32	10,06	14,67	10,08	12,18	5,81	
3	0,01134	0,01015	0,02602	0,02017	0,03820	0,02606	11,34	10,15	14,68	10,02	12,18	5,90	
4	0,01139	0,01015	0,02616	0,02014	0,03828	0,02608	11,39	10,15	14,76	10,00	12,12	5,93	
5	0,01141	0,01059	0,02618	0,01953	0,03830	0,02599	11,41	10,59	14,78	8,95	12,11	6,46	
6	0,01142	0,01006	0,02615	0,01996	0,03837	0,02580	11,42	10,06	14,73	9,91	12,23	5,84	
7	0,01142	0,01015	0,02615	0,02018	0,03837	0,02609	11,42	10,15	14,73	10,03	12,22	5,92	
8	0,01143	0,01005	0,02617	0,01994	0,03839	0,02589	11,43	10,05	14,74	9,89	12,22	5,95	
9	0,01139	0,01060	0,02604	0,01955	0,03833	0,02589	11,39	10,60	14,66	8,95	12,29	6,35	
10	0,01136	0,01018	0,02599	0,02007	0,03831	0,02598	11,36	10,18	14,63	9,89	12,32	5,92	
11	0,01138	0,01015	0,02602	0,02017	0,03834	0,02607	11,38	10,15	14,64	10,02	12,33	5,90	
12	0,01143	0,01014	0,02614	0,02015	0,03842	0,02608	11,43	10,14	14,71	10,01	12,28	5,93	
13	0,01144	0,00953	0,02616	0,02030	0,03844	0,02573	11,44	9,53	14,72	10,77	12,28	5,43	

F4. Cálculo do esforço de compressão resistente do perfil SHS 100x100x10

$$\frac{c}{t} = \frac{80}{10} = 8 \leq 33 \sqrt{\frac{235}{355}} \Rightarrow \text{classe 1 (ponto 5.6. do Eurocódigo 3)}$$

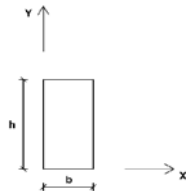
f_y [MPa]	355
E [GPa]	210
A [cm ²]	34,9
I [cm ⁴]	462,0
L_{cr} [m]	3,2
$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}} [kN]$	935,11
$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}}$	1,151
α	0,21
$\phi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$	1,262
$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$	0,562
$N_{b,Rd} = \frac{\chi Af_y}{\gamma_{M1}} (\gamma_{M1} = 1,0)$	696,29

Nota: No cálculo do esforço de compressão resistente desprezou-se a contribuição da alvenaria para o comprimento de encurvadura. O comprimento de encurvadura (L_{cr}) adoptado foi o máximo existente.

F5 Verificação do Estado Limite Último - Pilares

Pilar	b [m]	h [m]	A _{s tot} x [cm ²]	A _{s tot} y [cm ²]	A _{sw/s} x [cm ² /m]	A _{sw/s} y [cm ² /m]	N _{Ed} ^{max} [kN]	N _{Ed} ^{min} [kN]	v	W _{tot} X	μ _x	W _{tot} Y	μ _y	M _{Ed} x [kN.m]	M _{Rd} x [kN.m]	M _{Ed} y [kN.m]	M _{Rd} y [kN.m]	V _{Ed} x [kN]	V _{Rd} x [kN]	V _{Ed} y [kN]	V _{Rd} y [kN]
1_0	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	398,467	-781,173	0,240	0,822	0,210	0,263	0,050	127,268	174,563	45,555	20,781	29,451	54,465	552,786	122,546
1_1	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	162,840	-426,571	0,098	0,822	0,295	0,263	0,055	91,772	245,219	52,447	22,859	34,944	54,465	59,180	122,546
1_2	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	185,746	-316,825	0,112	0,822	0,290	0,263	0,060	99,742	241,063	57,602	24,938	38,859	54,465	300,481	122,546
2_0	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	943,926	-1349,823	0,710	0,329	0,000	0,514	0,000	15,778	0,000	98,688	0,000	535,071	122,546	8,504	40,849
2_1	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	621,616	-923,244	0,467	0,329	0,000	0,514	0,020	12,091	0,000	81,563	13,300	440,225	122,546	8,073	40,849
2_2	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	91,819	-276,057	0,069	0,329	0,085	0,514	0,180	18,952	22,610	73,263	119,700	211,124	122,546	11,422	40,849
3_0	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	969,877	-1500,591	0,729	0,329	0,000	0,514	0,000	16,665	0,000	94,310	0,000	533,535	122,546	9,304	40,849
3_1	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	640,405	-1035,934	0,482	0,329	0,000	0,514	0,015	14,876	0,000	73,387	9,975	437,130	122,546	9,835	40,849
3_2	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	148,693	-269,753	0,112	0,329	0,080	0,514	0,170	22,550	21,280	62,078	113,050	197,730	122,546	14,198	40,849
4_0	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-290,172	-481,448	-0,218	0,329	0,160	0,514	0,275	18,101	42,560	112,628	182,875	62,377	122,546	10,641	40,849
4_1	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-177,313	-311,545	-0,133	0,329	0,140	0,514	0,250	16,003	37,240	82,273	166,250	53,937	122,546	8,936	40,849
4_2	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-71,009	-139,145	-0,053	0,329	0,125	0,514	0,225	23,113	33,250	92,717	149,625	55,083	122,546	13,068	40,849
5_0	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	292,838	-824,373	0,176	0,822	0,280	0,263	0,040	144,350	232,750	43,137	16,625	26,921	54,465	85,355	122,546
5_1	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	338,091	-695,938	0,203	0,822	0,260	0,263	0,035	108,643	216,125	48,781	14,547	33,555	54,465	560,826	122,546
5_2	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	-38,027	-77,106	-0,023	0,822	0,340	0,263	0,095	116,561	282,625	46,386	39,484	28,942	54,465	66,362	122,546
6_0	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	-336,588	-871,750	-0,202	0,822	0,410	0,263	0,155	126,184	340,813	60,800	64,422	38,454	54,465	660,751	122,546
6_1	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	-126,588	-640,947	-0,076	0,822	0,360	0,263	0,125	98,346	299,250	80,049	51,953	54,255	54,465	530,853	122,546
6_2	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	64,611	-424,895	0,039	0,822	0,320	0,263	0,110	51,339	266,000	75,382	45,719	51,807	54,465	276,506	122,546
7_0	0,5	0,3	12,57	29,45	5,02	5,02	-1121,185	-1217,567	-0,562	0,219	0,165	0,514	0,295	43,266	107,730	177,618	294,263	121,235	122,546	18,103	68,081
7_1	0,5	0,3	12,57	29,45	5,02	5,02	-732,615	-802,993	-0,367	0,219	0,180	0,514	0,305	8,448	89,775	151,047	304,238	119,456	122,546	1,138	68,081
7_2	0,5	0,3	12,57	29,45	5,02	5,02	-351,968	-391,378	-0,176	0,219	0,150	0,514	0,270	5,294	89,775	144,976	269,325	118,530	122,546	1,427	68,081
8_0	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	-366,358	-867,526	-0,220	0,822	0,345	0,263	0,165	123,260	286,781	62,385	68,578	39,416	54,465	661,951	122,546
8_1	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	-151,398	-651,254	-0,091	0,822	0,370	0,263	0,135	93,236	307,563	83,370	56,109	56,512	54,465	539,233	122,546
8_2	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	62,505	-430,613	0,038	0,822	0,320	0,263	0,105	54,584	266,000	79,339	43,641	54,491	54,465	274,372	122,546
9_0	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	383,446	-774,418	0,231	0,822	0,240	0,263	0,035	143,543	199,500	44,360	14,547	28,476	54,465	84,431	122,546
9_1	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	386,970	-656,454	0,233	0,822	0,240	0,263	0,035	108,637	199,500	52,769	14,547	36,400	54,465	558,016	122,546
9_2	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	23,739	-98,891	0,014	0,822	0,325	0,263	0,090	113,425	270,156	54,936	37,406	34,233	54,465	65,162	122,546
10_0	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	955,294	-1362,561	0,718	0,329	0,000	0,514	0,000	16,707	0,000	95,426	0,000	547,757	122,546	9,218	40,849
10_1	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	622,315	-937,804	0,468	0,329	0,000	0,514	0,020	11,537	0,000	85,532	13,300	439,208	122,546	7,709	40,849
10_2	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	152,764	-236,791	0,115	0,329	0,080	0,514	0,175	20,102	21,280	64,105	116,375	199,908	122,546	12,363	40,849
11_0	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	961,252	-1500,002	0,723	0,329	0,000	0,514	0,000	16,820	0,000	93,725	0,000	524,119	122,546	9,367	40,849
11_1	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	638,873	-1028,138	0,480	0,329	0,000	0,514	0,015	14,174	0,000	81,718	9,975	431,247	122,546	9,403	40,849
11_2	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	102,820	-328,069	0,077	0,329	0,080	0,514	0,180	22,273	21,280	58,045	119,700	200,238	122,546	14,163	40,849
12_0	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-282,090	-484,509	-0,212	0,329	0,160	0,514	0,275	17,763	42,560	112,269	182,875	60,816	122,546	10,368	40,849
12_1	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-172,690	-314,113	-0,130	0,329	0,140	0,514	0,250	16,039	37,240	87,459	166,250	57,535	122,546	8,890	40,849
12_2	0,5	0,2	12,57	19,63	5,02	5,02	-69,549	-140,640	-0,052	0,329	0,125	0,514	0,230	22,645	33,250	93,581	152,950	55,451	122,546	12,798	40,849
13_0	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	319,632	-836,083	0,192	0,822	0,260	0,263	0,070	126,375	216,125	44,446	29,094	27,851	54,465	547,643	122,546
13_1	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	107,956	-456,287	0,065	0,822	0,315	0,263	0,070	109,065	261,844	46,405	29,094	30,678	54,465	67,115	122,546
13_2	0,25	0,5	39,27	12,57	5,02	5,02	172,155	-337,103	0,104	0,822	0,290	0,263	0,060	106,847	241,063	48,814	24,938	33,532	54,465	313,418	122,546

x_n x corresponde ao alinhamento
n corresponde ao pilar situado entre o piso n e n+1



Grandezas adimensionais:

- Esforço normal reduzido:

$$v = \frac{N_{Ed}}{b \cdot h \cdot f_{cd}}$$

- Momento flector reduzido:

$$\mu = \frac{M_{Ed}}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}}$$

- Percentagem mecânica de armadura: $\rho_{TOT} = \frac{A_{sTOT}}{b \cdot h} \cdot \frac{f_{sd}}{f_{cd}}$

F6 Reforço pilares

Pilar	b [m]	h [m]	N_{Ed}^{max} [kN]	N_{Ed}^{min} [kN]	v	$M_{Ed x}$ [kN.m]	$M_{Rd x}$ [kN.m]	Mx	μ_x	$M_{Ed y}$ [kN.m]	$M_{Rd y}$ [kN.m]	Mx	μ_x	Astot [cm ²]
1_0	0,25	0,5	398,467	-781,173	0,240	127,268	174,563	-	-	45,555	20,781	reforço	0,004	18,65
1_1	0,25	0,5	162,84	-426,571	0,098	91,772	245,219	-	-	52,447	22,859	reforço	0,005	7,62
1_2	0,25	0,5	185,746	-316,825	0,112	99,742	241,063	-	-	57,602	24,938	reforço	0,005	8,69
2_0	0,5	0,2	943,926	-1349,823	0,710	15,778	0,000	reforço	0,002	98,688	0,000	reforço	0,006	44,18
2_1	0,5	0,2	621,616	-923,244	0,467	12,091	0,000	reforço	0,002	81,563	13,300	reforço	0,005	29,10
2_2	0,5	0,2	91,819	-276,057	0,069	18,952	22,610	-	-	73,263	119,700	-	-	-
3_0	0,5	0,2	969,877	-1500,591	0,729	16,665	0,000	reforço	0,002	94,310	0,000	reforço	0,005	45,40
3_1	0,5	0,2	640,405	-1035,934	0,482	14,876	0,000	reforço	0,002	73,387	9,975	reforço	0,004	29,98
3_2	0,5	0,2	148,693	-269,753	0,112	22,550	21,280	-	-	62,078	113,050	-	-	-
4_0	0,5	0,2	-290,172	-481,448	-0,218	18,101	42,560	-	-	112,628	182,875	-	-	-
4_1	0,5	0,2	-177,313	-311,545	-0,133	16,003	37,240	-	-	82,273	166,250	-	-	-
4_2	0,5	0,2	-71,009	-139,145	-0,053	23,113	33,250	-	-	92,717	149,625	-	-	-
5_0	0,25	0,5	292,838	-824,373	0,176	144,350	232,750	-	-	43,137	16,625	reforço	0,004	13,71
5_1	0,25	0,5	338,091	-695,938	0,203	108,643	216,125	-	-	48,781	14,547	reforço	0,004	15,83
5_2	0,25	0,5	-38,027	-77,106	-0,023	116,561	282,625	-	-	46,386	39,484	reforço	0,004	0,00
6_0	0,25	0,5	-336,588	-871,75	-0,202	126,184	340,813	-	-	60,800	64,422	-	-	-
6_1	0,25	0,5	-126,588	-640,947	-0,076	98,346	299,250	-	-	80,049	51,953	reforço	0,007	0,00
6_2	0,25	0,5	64,611	-424,895	0,039	51,339	266,000	-	-	75,382	45,719	reforço	0,007	3,02
7_0	0,5	0,3	-1121,185	-1217,567	-0,562	43,266	107,730	-	-	177,618	294,263	-	-	-
7_1	0,5	0,3	-732,615	-802,993	-0,367	8,448	89,775	-	-	151,047	304,238	-	-	-
7_2	0,5	0,3	-351,968	-391,378	-0,176	5,294	89,775	-	-	144,976	269,325	-	-	-
8_0	0,25	0,5	-366,358	-867,526	-0,220	123,260	286,781	-	-	62,385	68,578	-	-	-
8_1	0,25	0,5	-151,398	-651,254	-0,091	93,236	307,563	-	-	83,370	56,109	reforço	0,008	0,00
8_2	0,25	0,5	62,505	-430,613	0,038	54,584	266,000	-	-	79,339	43,641	reforço	0,007	2,93
9_0	0,25	0,5	383,446	-774,418	0,231	143,543	199,500	-	-	44,360	14,547	reforço	0,004	17,95
9_1	0,25	0,5	386,97	-656,454	0,233	108,637	199,500	-	-	52,769	14,547	reforço	0,005	18,11
9_2	0,25	0,5	23,739	-98,891	0,014	113,425	270,156	-	-	54,936	37,406	reforço	0,005	1,11
10_0	0,5	0,2	955,294	-1362,561	0,718	16,707	0,000	reforço	0,002	95,426	0,000	reforço	0,005	44,72
10_1	0,5	0,2	622,315	-937,804	0,468	11,537	0,000	reforço	0,002	85,532	13,300	reforço	0,005	29,13
10_2	0,5	0,2	152,764	-236,791	0,115	20,102	21,280	-	-	64,105	116,375	-	-	-
11_0	0,5	0,2	961,252	-1500,002	0,723	16,820	0,000	reforço	0,002	93,725	0,000	reforço	0,005	44,99
11_1	0,5	0,2	638,873	-1028,138	0,480	14,174	0,000	reforço	0,002	81,718	9,975	reforço	0,005	29,90
11_2	0,5	0,2	102,82	-328,069	0,077	22,273	21,280	-	-	58,045	119,700	-	-	-
12_0	0,5	0,2	-282,09	-484,509	-0,212	17,763	42,560	-	-	112,269	182,875	-	-	-
12_1	0,5	0,2	-172,69	-314,113	-0,130	16,039	37,240	-	-	87,459	166,250	-	-	-
12_2	0,5	0,2	-69,549	-140,64	-0,052	22,645	33,250	-	-	93,581	152,950	-	-	-
13_0	0,25	0,5	319,632	-836,083	0,192	126,375	216,125	-	-	44,446	29,094	reforço	0,004	14,96
13_1	0,25	0,5	107,956	-456,287	0,065	109,065	261,844	-	-	46,405	29,094	reforço	0,004	5,05
13_2	0,25	0,5	172,155	-337,103	0,104	106,847	241,063	-	-	48,814	24,938	reforço	0,004	8,06

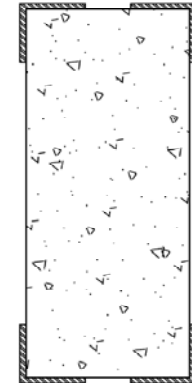
Pilares a reforçar com cantoneiras L 80x80x8 (A_1 cantoneira=12,3 cm²)

Pilares a reforçar com cantoneiras L 50x50x5 (A_1 cantoneira=4,80 cm²)

Nota1: Uma vez que os momentos flectores reduzidos são baixos a área é calculada somente com base na tracção, contabilizando apenas a contribuição das cantoneiras.

Nota2: Nos pilares a reforçar, apesar de só ser necessária a introdução das cantoneiras na zona onde a tracção atinge o valor mais elevado, optou-se por generalizar a sua aplicação a toda a zona de pilar onde o reforço é necessário, por razões construtivas.

Esquema de secção tipo de pilar reforçado com cantoneiras



Nota3: Em determinadas secções dos pilares, as cantoneiras são interligadas por chapas metálicas.

F7 Verificação do Estado Limite Último - Vigas existentes

Viga	b(m)	h(m)	A _s ⁻ [cm ²]	A _s ⁺ [cm ²]	A _{sw/s} [cm ² /m]	w ⁻	w ⁺	μ ⁻	μ ⁺	M _{Ed} ⁻ [kN.m]	M _{Rd} ⁻ [kN.m]	M _{Ed} ⁺ [kN.m]	M _{Rd} ⁺ [kN.m]	V _{Ed} [kN]	V _{Rd} [kN]	σ _c [MPa]	0,6 [$\frac{f_{ck}}{250}$] f _{cd}	
V1	1/2_1	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	46,494	65,627	63,243	44,512	57,590	107,465	2,111	7,342
	1/2_2	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	46,573	65,627	62,255	44,512	58,190	107,465	2,133	
	1/2_3	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	34,639	65,627	54,175	44,512	48,035	107,465	1,761	
	2/3_1	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	38,943	65,627	32,939	44,512	64,655	107,465	2,370	
	2/3_2	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	21,497	65,627	19,714	44,512	50,195	107,465	1,840	
	2/3_3	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	18,558	65,627	19,627	44,512	42,274	107,465	1,550	
	3/4_1	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	63,202	65,627	39,986	44,512	51,977	107,465	1,905	
	3/4_2	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	61,183	65,627	37,052	44,512	46,154	107,465	1,692	
	3/4_3	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	45,528	65,627	27,964	44,512	34,201	107,465	1,254	
V3	4/5_1	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	46,017	65,627	43,176	44,512	53,841	107,465	1,974	7,342
	4/5_2	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	45,226	65,627	44,054	44,512	56,367	107,465	2,066	
	4/5_3	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	28,011	65,627	31,915	44,512	37,057	107,465	1,358	
	1/6_1	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	289,807	344,611	167,737	238,594	266,889	272,595	3,044	
	1/6_2	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	226,764	344,611	197,173	238,594	230,399	272,595	2,628	
V2	1/6_3	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	230,297	344,611	139,002	238,594	208,747	272,595	2,381	7,342
	5/8_1	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	293,162	344,611	167,257	238,594	268,078	272,595	3,057	
	5/8_2	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	283,950	344,611	162,771	238,594	259,061	272,595	2,954	
	5/8_3	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	234,075	344,611	137,288	238,594	209,797	272,595	2,393	
	6/7_1	0,25	0,60	14,73	9,42	6,70	0,280	0,179	0,233	0,160	210,544	234,121	273,775	160,745	186,188	199,903	3,475	
V3	6/7_2	0,25	0,60	14,73	9,42	6,70	0,280	0,179	0,233	0,160	204,972	234,121	267,542	160,745	173,807	199,903	3,244	7,342
	6/7_3	0,25	0,60	14,73	9,42	6,70	0,280	0,179	0,233	0,160	138,174	234,121	233,131	160,745	154,298	199,903	2,879	
	7/8_1	0,25	0,60	14,73	9,42	6,70	0,280	0,179	0,233	0,160	209,710	234,121	285,063	160,745	184,629	199,903	3,446	
	7/8_2	0,25	0,60	14,73	9,42	6,70	0,280	0,179	0,233	0,160	198,837	234,121	286,126	160,745	191,487	199,903	3,573	
	7/8_3	0,25	0,60	14,73	9,42	6,70	0,280	0,179	0,233	0,160	138,911	234,121	242,938	160,745	152,649	199,903	2,849	
V1	6/9_1	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	296,932	344,611	165,607	238,594	267,276	272,595	3,048	7,342
	6/9_2	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	268,743	344,611	167,678	238,594	262,131	272,595	2,989	
	6/9_3	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	225,340	344,611	134,144	238,594	206,166	272,595	2,351	
	8/13_1	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	297,454	344,611	165,875	238,594	267,983	272,595	3,056	
	8/13_2	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	296,219	344,611	166,734	238,594	291,588	272,595	3,325	
V1	8/13_3	0,30	0,80	14,73	9,82	6,70	0,171	0,114	0,154	0,106	227,585	344,611	135,624	238,594	207,695	272,595	2,369	7,342
	9/10_1	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	68,547	65,627	40,432	44,512	141,578	107,465	5,190	
	9/10_2	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	69,536	65,627	39,546	44,512	137,038	107,465	5,023	
	9/10_3	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	57,154	65,627	35,646	44,512	102,388	107,465	3,753	
	10/11_1	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	35,296	65,627	27,699	44,512	64,052	107,465	2,348	
	10/11_2	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	19,732	65,627	19,684	44,512	54,334	107,465	1,992	
	10/11_3	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	23,377	65,627	18,486	44,512	32,704	107,465	1,199	
	11/12_1	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	55,954	65,627	43,436	44,512	20,708	107,465	0,759	
	11/12_2	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	53,849	65,627	42,455	44,512	23,016	107,465	0,844	
	11/12_3	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	38,338	65,627	34,507	44,512	17,387	107,465	0,637	
	12/13_1	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	46,014	65,627	42,879	44,512	53,046	107,465	1,945	
	12/13_2	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	44,369	65,627	42,379	44,512	52,856	107,465	1,938	
	12/13_3	0,20	0,40	6,28	4,02	5,66	0,235	0,150	0,201	0,137	27,114	65,627	31,919	44,512	36,840	107,465	1,350	

x/y_n x corresponde ao nó i
y corresponde ao nó i+1
n corresponde ao piso

$$\omega = \frac{A_s}{b d} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad \mu_{Rd} = \omega (1 - 0,605 \omega) \quad \mu_{Rd} = \frac{M_{Rd}}{b d^2 f_{cd}} \quad V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad \sigma_c = \frac{V_{sd}}{0,9 d b_w \sin \theta \cos \theta} \leq 0,6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{cd}$$

Apêndice G Estimativa de custos das soluções

Solução reforço com betão armado

Operação		Área total [m ²]	Custo unitário [€/m ²]	Custo total
Demolição alvenaria		80,00	50,00	4.000,00 €
	Taxa [kg/m ³]	Volume [m ³]	Custo unitário [€/kg]	
Armadura - Parede	90,00	18,00	2,00	3.240,00 €
Armadura - Fundação	60,00	31,05	2,00	3.726,00 €
		Área total [m ²]	Custo unitário [€/m ²]	
Cofragem Parede		149,40	25,00	3.735,00 €
Descofragem Parede		149,40	5,00	747,00 €
Cofragem - Fundação		40,80	30,00	1.224,00 €
		Volume total [m ³]	Custo unitário [€/m ³]	
Escavação para Fundação		48,75	30,00	1.462,50 €
Betão - Paredes		18,00	270,00	4.860,00 €
Betão - Fundações		31,05	240,00	7.452,00 €
Σ				30.446,50 €

Solução reforço com elementos metálicos

Operação		Área total [m ²]	Custo unitário [€/m ²]	Custo total
Demolição alvenaria		156,60	50,00	7.830,00 €
	Massa [kg/m]	Comprimento total [m]	Custo unitário [€/kg]	
Instalação contraventamentos	27,40	128,00	10,00	35.072,71 €
Instalação chapas metálicas	7,16	30,60	25,00	5.479,90 €
Instalação de cantoneiras em pilares	9,63	24,00	25,00	5.778,00 €
	1,78	30,00	25,00	1.335,00 €
Σ				55.495,61 €

Solução demolição e reconstruir

	Área total implantação [m ²]	Custo unitário [€/m ²]	Custo total
Demolição	514,08	15,00	7.711,20 €
Reconstrução	514,08	100	51.408,00 €
Σ			59.119,20 €