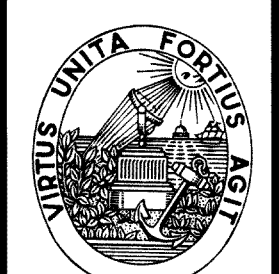
UNIVERSIDADE DO PORTO
FACULDADE DE ENGENHARIA

EDÍFICIOS DE PEQUENO PORTE EM ALVENARIA RESISTENTE
VIABILIDADE TÉCNICO-ECONÓMICA

JOÃO CARLOS MARTINS REI

Dissertação realizada sob a supervisão de Professor Doutor Hipólito José Campos de Sousa,
do Departamento de Engenharia Civil da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto



FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

EDÍFICIOS DE PEQUENO PORTE EM ALVENARIA RESISTENTE
VIABILIDADE TÉCNICO-ECONÓMICA

João Carlos Martins Rei

Licenciado em Ciências Militares, especialidade de Engenharia
pela Academia Militar

Dissertação submetida para satisfação parcial
dos requisitos do grau de Mestre em Engenharia Civil
(Área de especialização em Construção de Edifícios)

Dissertação realizada sob a supervisão de
Professor Doutor Hipólito José Campos de Sousa,
do Departamento de Engenharia Civil
da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto

Porto, Julho de 1999

624(043) REI
UNIVERSIDADE DO PORTO
Faculdade de Engenharia
BIBLIOTECA
N.º 42492
CDU
Data / / 19

aos meus pais

AGRADECIMENTOS

Ao concluir este trabalho quero expressar o meu reconhecimento a todos os que de alguma forma contribuíram para a sua realização:

Ao Engenheiro Hipólito de Sousa, a supervisão, leitura e crítica cuidada deste texto e sobretudo o conselho e o apoio continuamente recebido.

Ao Engenheiro Fernando Santos da Câmara Municipal do Porto, a disponibilidade e as facilidades concedidas.

Ao Engenheiro Rui Sá Ribeiro da Ytong, a disponibilidade e o interesse demonstrado pelo trabalho.

Ao Engenheiro Luís Camarneiro da Cerâmica Vale da Gândara, as sugestões e disponibilidade para troca de impressões.

EDÍFICIOS DE PEQUENO PORTE EM ALVENARIA RESISTENTE VIABILIDADE TÉCNICO-ECONÓMICA

RESUMO

Pretende-se neste trabalho analisar a viabilidade técnico-económica da utilização das alvenarias resistentes no nosso país, à luz da documentação regulamentar europeia actualmente disponível.

Em termos de enquadramento do problema apresenta-se uma síntese rectrospectiva da evolução da construção na perspectiva das soluções estruturais, particularmente ao nível das paredes. Dá-se maior ênfase aos aspectos de carácter tecnológico associados à realização das alvenarias.

Com base na informação disponível nos recenseamentos de habitação faz-se uma síntese das soluções construtivas e dos materiais mais utilizados em Portugal na realização das paredes das construções, discutindo a sua distribuição regional. Através duma pesquisa efectuada junto da Câmara Municipal do Porto enfatiza-se as soluções usadas nesta região.

Discutem-se ainda os materiais disponíveis em Portugal para a realização das alvenarias, particularmente resistentes, relacionando-as com as suas vantagens e inconvenientes.

Sintetiza-se a informação do Eurocódigo 6 e Eurocódigo 8 relevantes para o dimensionamento de estruturas de alvenaria.

Por último dimensionam-se dois edifícios de pequeno porte recorrendo a soluções estruturais em alvenaria resistente confinada e estrutura reticulada com diferentes unidades para alvenaria, fazendo a sua comparação técnica-económica.

Palavras-chave

Alvenaria, Materiais, Estrutura, Regulamentação, História da construção, Unidades para alvenaria.

SMALL BUILDINGS IN STRUCTURAL MASONRY
FEASIBILITY TECHNIQUE-ECONOMICAL

SUMMARY

This study pretends to analyse the technique-economical feasibility of the use of structural masonry in our country, according to the european standarts actually available.

To fit the problem a retrospective synthesis of the construction evolution is presented in view of the structural solutions specially related to walls. Major emphasis is given to the aspects of the technological character, associated to the masonry execution.

A synthesis of the construtive solutions and materials more used in Portugal on the execution of building walls is presented, based on the available information on the habitation census, related the regional distribution. Through one search made close to Porto Council the solutions used in this region are emphasized.

The available materials in Portugal to the masonry execution, specially resistant, are presented and related with their vantages and disavantages.

The Eurocode 6 and Eurocode 8 are synthetized and the most important information for the structural masonry design is presented.

In last points two small buildings are designed comparing structural solutions in confined structural masonry and frame with different masonry units, doing a technique-economical comparison between both solutions.

Key words

Masonry, Materials, Structure, Regulation, Constrution description, Masonry units.

BÂTIMENTS À HAUTEUR LIMITÉE EN MAÇONNERIE RÉSISTANTE VIABILITÉ TÉCHNICO-ÉCONOMIQUE

RÉSUMÉ

On prétend dans ce travail analiser la viabilité téchnico-ecónomique de l'utilization des maçonneries résistantes dans notre pays, selon la documentation réglementaire européene actuellement disponible.

Pour encadrer le problème, on présente une sinthèse réctrospective de l'evolution de la construction dans la perspective des solutions structurelles particulièrement au niveaux des murs. On soulignant les aspects de caractère technologique associés à la réalisation des maçonneries.

Avec l'information disponible des dénombrement d'habitation on fait une sinthèse des solutions constructives et des materiaux les plus utilisés au Portugal dans la réalisation des murs, on discutant sa distribution régionale. À travers dune recherche effectuée près de la Mairie de Porto on souligne des solutions utilisées dans cette région.

On discute encore les matériaux disponibles au Portugal pour la réalisation des maçonneries, en particulier les résistantes, en identifiant ses avantages et ses inconvénients.

On fait une sinthèse de l'information de l'Eurocode 6 et Eurocode 8 qui est importante pour le project des structures des maçonneries.

Finalement on projecte deux bâtiments à hauteur limitée en employant à des solutions structurelles en maçonnerie résistante confinée et en structure réticulée avec différents unités pour la maçonnerie, on faisant une comparaison téchnico-économique.

Mots-clé

Maçonnerie, Materiaux, Structure, Réglementation, Histoire de la construtión, Unités pour la maçonnerie.

Índice

Pág.

Índice de Figuras.....XXIV

Índice de Quadros.....XXXI

Capítulo 1 – Introdução

1.1 Introdução.....3

Capítulo 2 – Origens da alvenaria

2.1 Primórdios.....9

2.2 Da Antiguidade ao séc. XVIII

2.2.1 Românico e Gótico – As construções religiosas medievais

2.2.1.1 Introdução.....11

2.2.1.2 Catedrais românicas.....12

2.2.1.3 Catedrais góticas.....15

2.2.1.4 Estabilidade das Catedrais.....17

2.2.2 Fortificação abaluartada.....19

2.2.3 O Barroco.....20

2.3 Reconstrução pombalina.....21

2.4 A revolução industrial.....26

2.5 Materiais e soluções construtivas no final do século passado

2.5.1 Fundações.....29

2.5.2 Paredes

2.5.2.1 Nomenclatura e generalidades

a)Terminologia.....31

b) Características gerais das paredes.....33

2.5.2.2 Paredes de cantaria

a) Generalidades....34

b) Aparelho das paredes....35

c) Elevação das pedras....40

d) Ligação das pedras entre si....41

e) Cunhais e cadeias de cantaria....47

f) Suportes isolados....49

g) Decoração da cantaria em paredes....50

2.5.2.3 Paredes mistas de alvenaria e cantaria

a) Generalidades....53

2.5.2.4 Paredes de alvenaria ordinária e alvenaria de pedra seca

a) Alvenaria ordinária....57

b) Alvenaria de pedra seca....57

2.5.2.5 Paredes de tijolos

a) Generalidades....58

b) O tijolo....61

c) Tijoleiras e outras unidades especiais....67

d) Tipos de paredes de tijolo....69

e) Cunhais de tijolo....80

f) Junção de paredes de tijolo....82

g) Pilares de tijolo....84

h) Decoração de paredes....84

2.5.2.6 Paredes de blocos de betão....88

2.5.2.7 Outros tipos de paredes e alvenarias

a) Paredes de adobe....93

b) Paredes de taipa....93

c) *Alvenaria de gesso argamassado*....95

d) *Alvenaria de betão*....95

e) *Formigão*....95

2.5.2.8 Comparação dos diferentes tipos de alvenaria....96

2.5.2.9 Muros de vedação....97

2.5.2.10 Revestimentos....99

2.5.3 Abóbadas....99

2.5.4 Regras construtivas e expressões analíticas de cálculo

2.5.4.1 Generalidades....107

2.5.4.2 Resistência à compressão....109

2.5.4.3 Regras e fórmulas empíricas usadas no século passado

a) Generalidades....109

b) Fórmulas de *Rondelet*....111

c) Fórmulas de *Redtenbacher*....113

d) Dados práticos....114

Capítulo 3 – Evolução recente da utilização dos materiais de alvenaria em Portugal

3.1 Introdução....119

3.2 I Recenseamento geral de habitação – 1970....119

3.3 II Recenseamento geral de habitação (região norte) – 1981....122

3.3.1 Material utilizado nas paredes exteriores por época de construção....122

3.3.2 Relação entre o número de pavimentos e o material usado nas paredes exteriores....124

3.3.3 Variações significativas dentro da região norte....124

3.4 III Recenseamento geral de habitação (região norte) – 1991....125

3.4.1 Número de pisos....125

3.4.2 Número de pisos e elementos resistentes....126

3.4.3 Número de pisos e material usado nas paredes exteriores....127

3.4.4 Comparação dentro da região norte....128

3.5 Outras comparações....129

3.5.1 Em 1970....129

3.5.2 Em 1981....130

3.5.3 Em 1991....131

3.6 Comparação da situação portuguesa com a de alguns países europeus....132

3.7 O caso particular da cidade do Porto

3.7.1 Introdução....134

3.7.2 No séc. XIX....134

3.7.3 No primeiro quarteirão deste século.....135
3.7.4 Por volta da década de 50.....138
3.7.5 Durante as décadas de 60 e 70.....141
3.7.6 Nas últimas duas décadas, 80 e 90.....142
3.7.7 Conclusões.....144

Capítulo 4 – A alvenaria na actualidade

4.1 As novas exigências da alvenaria
4.1.1 Introdução.....149
4.1.2 A alvenaria e o comportamento sísmico.....150
4.1.3 Resistência mecânica.....150
4.1.4 Isolamento térmico.....153
4.1.5 Isolamento acústico.....154
4.1.6 Comportamento ao fogo.....155
4.1.7 Estanquidade ao ar e à água.....155
4.1.8 Rapidez de colocação em obra.....157
4.2 Unidades de alvenaria existentes no nosso país
4.2.1 Introdução.....160
4.2.2 Características gerais
4.2.2.1 Tijolos.....161
4.2.2.2 Blocos de betão.....163
4.2.2.3 Blocos de betão celular autoclavado.....168
4.2.3 Formato.....170
4.2.4 Resistência mecânica.....172
4.2.5 Isolamento térmico.....173
4.2.6 Isolamento acústico.....175
4.2.7 Resistência ao fogo.....178
4.2.8 Conforto termo-higrométrico.....179
4.2.9 Síntese da comparação entre diferentes unidades.....181
4.3 Os produtos emergentes e as propriedades evolutivas.....182

Capítulo 5 – Considerações em termos de EC6 e EC8

5.1 Introdução.....187
5.2 Análise do EC6 e EC8
5.2.1 Principais alterações introduzidas pelos DNA's.....189
5.2.2 Classificação das unidades para alvenaria segundo o EC6.....191
5.2.3 Tipos estruturais de alvenaria e disposições construtivas
5.2.3.1 Tipos estruturais de alvenaria.....193
5.2.3.2 Disposições construtivas
a) Tipos de paredes de alvenaria.....194
b) Espessura mínima das paredes.....197
c) Área de secção transversal mínima e número de pisos permitido acima do solo.....197
d) Aparelho da alvenaria.....197
e) Juntas de argamassa.....201
f) Disposição das armaduras.....201
g) Outras disposições indicadas pelo EC8.....207
5.2.4 Resistência à compressão
5.2.4.1 Resistência à compressão das unidades de alvenaria.....208
5.2.4.2 Resistência à compressão das argamassas.....208
5.2.4.3 Resistência à compressão da alvenaria.....209
5.2.5 Resistência ao corte.....211
5.2.6 Resistência à flexão lateral da alvenaria.....213
5.2.7 Propriedades de deformação da alvenaria.....214
5.2.8 Aderência das armaduras.....215
5.2.9 Comportamento das estruturas de alvenaria
5.2.9.1 Estruturas de alvenaria simples
a) Resistência à compressão.....216
b) Resistência ao corte.....219
c) Ductilidade sob acções cíclicas alternadas.....220
5.2.9.2 Estruturas de alvenaria confinada.....221
5.2.10 Melhoramentos aos Eurocódigos
5.2.10.1 EC6.....222

5.2.10.2 EC8.....223

Capítulo 6 – Exemplos de dimensionamento

6.1 Introdução.....227
6.2 Arquitectura.....228
6.3 Pressupostos
6.3.1 Localização dos edifícios.....230
6.3.2 Acções.....231
6.3.3 Materiais.....234
6.3.4 Áreas mínimas de parede.....235
6.4 Verificação da estabilidade
6.4.1 Estados limite últimos.....236
6.4.2 Estado limite de utilização.....238
6.5 Trabalhos e quantidades.....239

Capítulo 7 – Comparação técnico-económica e conclusões

7.1 Introdução.....243
7.2 Comparação técnico-económica
7.2.1 Preços totais.....243
7.2.2 Preços parciais.....246
7.2.3 Aspectos técnicos.....249
7.3 Conclusões.....250
7.4 Perspectivas de desenvolvimento.....254

Bibliografia.....255

Anexo I – Peças desenhadas e cálculos das soluções em alvenaria resistente

1 Plantas e cortes

1.1 Edifício 1 ..... I.3

1.2 Edifício 2 ..... I.13

2 Cálculos das soluções em alvenaria resistente – Edifício 1

2.1 Solução estrutural com paredes resistentes em blocos de betão corrente

2.1.1 Características gerais

2.1.1.1 Alvenaria I.23

2.1.1.2 Acções verticais I.23

2.1.1.3 Paredes I.23

a) Valores globais segundo X I.24

b) Valores globais segundo Y I.24

2.1.1.4 Centro de massa e de rigidez

a) Centro de massa I.25

b) Centro de rigidez I.27

2.1.2 Acções e combinações de acções

2.1.2.1 Estado limite último

a) Acção de base sismo I.27

b) Acção de base sobrecarga I.35

c) Acção de base vento I.36

2.1.2.2 Estado limite de utilização I.38

2.1.3 Verificação da estabilidade

2.1.3.1 Estados limite últimos

a) Corte I.39

b) Compressão e tracção I.40

c) Compressão I.42

d) Flexão lateral I.42

2.1.3.2 Estado limite de utilização I.43

2.2 Solução estrutural com paredes resistentes em blocos de betão celular autoclavado

2.2.1 Características gerais

2.2.1.1 Alvenaria.....I.45

2.2.1.2 Acções verticais.....I.45

2.2.1.3 Paredes

a) Valores globais segundo X.....I.46

b) Valores globais segundo Y.....I.46

2.2.1.4 Centro de massa e de rigidez

a) Centro de massa.....I.46

b) Centro de rigidez.....I.48

2.2.2 Acções e combinações de acções

2.2.2.1 Estado limite último

a) Acção de base sismo.....I.48

b) Acção de base sobrecarga.....I.54

c) Acção de base vento.....I.55

2.2.2.2 Estado limite de utilização.....I.56

2.2.3 Verificação da estabilidade

2.2.3.1 Estados limite últimos

a) Corte.....I.56

b) Compressão e tracção.....I.58

c) Compressão.....I.59

d) Flexão lateral.....I.59

2.2.3.2 Estado limite de utilização.....I.60

2.3 Solução estrutural com paredes resistentes em tijolos face à vista perfurados

2.3.1 Características gerais

2.3.1.1 Alvenaria.....I.61

2.3.1.2 Acções verticais.....I.61

2.3.1.3 Paredes

a) Valores globais segundo X.....I.62

b) Valores globais segundo Y.....I.62

2.3.1.4 Centro de massa e de rigidez

a) Centro de massa.....I.62

b) Centro de rigidez.....I.64

2.3.2 Acções e combinações de acções

2.3.2.1 Estado limite último

a) Acção de base sismo.....I.64

b) Acção de base sobrecarga.....I.70

c) Acção de base vento.....I.71

2.3.2.2 Estado limite de utilização.....I.72

2.3.3 Verificação da estabilidade

2.3.3.1 Estados limite últimos

a) Corte.....I.72

b) Compressão e tracção.....I.74

c) Compressão.....I.75

d) Flexão lateral.....I.75

2.3.3.2 Estado limite de utilização.....I.76

3 Cálculos das soluções em alvenaria resistente – Edifício 2

3.1 Solução estrutural com paredes resistentes em blocos de betão corrente

3.1.1 Características gerais

3.1.1.1 Alvenaria.....I.77

3.1.1.2 Acções verticais.....I.77

3.1.1.3 Paredes

a) Valores globais segundo X.....I.78

b) Valores globais segundo Y.....I.78

3.1.1.4 Centro de massa e de rigidez

a) Centro de massa.....I.78

b) Centro de rigidez.....I.79

3.1.2 Acções e combinações de acções

3.1.2.1 Estado limite último

a) Acção de base sismo.....I.80

b) Acção de base sobrecarga.....I.84

c) Acção de base vento.....I.85

3.1.2.2 Estado limite de utilização.....I.86

3.1.3 Verificação da estabilidade

3.1.3.1 Estados limite últimos

a) Corte.....I.87

b) Compressão e tracção.....I.88

c) Compressão.....I.90
d) Flexão lateral.....I.90
3.1.3.2 Estado limite de utilização.....I.90
3.2 Solução estrutural com paredes resistentes em blocos de betão celular autoclavado
3.2.1 Características gerais
3.2.1.1 Alvenaria.....I.93
3.2.1.2 Acções verticais.....I.93
3.2.1.3 Paredes
a) Valores globais segundo X.....I.93
b) Valores globais segundo Y.....I.94
3.2.1.4 Centro de massa e de rigidez
a) Centro de massa.....I.94
b) Centro de rigidez.....I.95
3.2.2 Acções e combinações de acções
3.2.2.1 Estado limite último. Combinação de acções
a) Acção de base sismo.....I.96
b) Acção de base sobrecarga.....I.100
c) Acção de base vento.....I.101
3.2.2.2 Estado limite de utilização.....I.102
3.2.3 Verificação da estabilidade
3.2.3.1 Estados limite últimos
a) Corte.....I.103
b) Compressão e tracção.....I.104
c) Compressão.....I.106
d) Flexão lateral.....I.106
3.2.3.2 Estado limite de utilização.....I.106
3.3 Solução estrutural com paredes resistentes em tijolos face à vista perfurados
3.3.1 Características gerais
3.3.1.1 Alvenaria.....I.109
3.3.1.2 Acções verticais.....I.109
3.3.1.3 Paredes
a) Valores globais segundo X.....I.109
b) Valores globais segundo Y.....I.110

3.3.1.4 Centro de massa e de rigidez

a) Centro de massa.....I.110

b) Centro de rigidez.....I.111

3.3.2 Acções e combinações de acções

3.3.2.1 Estado limite último

a) Acção de base sismo.....I.112

b) Acção de base sobrecarga.....I.117

c) Acção de base vento.....I.118

3.3.2.2. Estado limite de utilização.....I.119

3.3.3 Verificação da estabilidade

3.3.3.1 Estados limite últimos

a) Corte.....I.119

b) Compressão e tracção.....I.121

c) Compressão.....I.122

d) Flexão lateral.....I.122

3.3.3.2 Estado limite de utilização.....I.123

Índice de Figuras

Capítulo 2

Fig. 2.1 – Abóbada de arestas....12
Fig. 2.2 – Esquema estrutural de uma catedral românica....14
Fig. 2.3 – Princípio da estabilidade dos arcos....14
Fig. 2.4 – Abóbada ogival....15
Fig. 2.5 – Esquema estrutural da igreja da Batalha....16
Fig. 2.6 – Desenho geométrico do baluarte pelo método de *Deville*....20
Fig. 2.7 – Regra empírica para calcular a espessura de um encontro....21
Fig. 2.8 – Disposição da estrutura da parede em gaiola....22
Fig. 2.9 – Pormenor construtivo da gaiola – redução da espessura da parede....22
Fig. 2.10 – Disposição dos elementos de travamento na ligação parede/piso, nas paredes interiores perpendiculares às paredes principais....23
Fig. 2.11 – Estrutura da gaiola de madeira....24
Fig. 2.12 – Fixação das vigas aos ferrolhos para fixação das paredes opostas....24
Fig. 2.13 – Variação brusca da espessura típica dos gaioleiros....27
Fig. 2.14 – Emprego de colunas de alvenaria em fundações....30
Fig. 2.15 – Vãos de portas e janelas....32
Fig. 2.16 – Archete com o simples que serviu para a sua construção....33
Fig. 2.17 – Aparelho das pedras de cantaria....36
Fig. 2.18 – Perpianhos e pedras de cauda variável....36
Fig. 2.19 – Aparelho regular e sua variante....37
Fig. 2.20 – Aparelho regular....38
Fig. 2.21 – Variantes ao aparelho regular....38
Fig. 2.22 – Aparelho *Opus pseudisomum* e variantes....39
Fig. 2.23 – Forro de cantaria aplicado num muro misto....39
Fig. 2.24 – Aparelho de juntas recortadas....40
Fig. 2.25 – Métodos para elevar cantaria....40
Fig. 2.26 – Ligação de pedras por intermédio de cavilhas....41

Fig. 2.27 – Ligação através de taco de pedra....42
Fig. 2.28 – Ligação por meio de cavilha metálica....42
Fig. 2.29 – Cavilha de metal em malhête....42
Fig. 2.30 – Cavilha de metal em malhête oculta....43
Fig. 2.31 – Gato para cantaria....43
Fig. 2.32 – Gateamento em parede vertical....44
Fig. 2.33 – Gato de botão....44
Fig. 2.34 – Gato de malhête....45
Fig. 2.35 – Gato de unha rachada....45
Fig. 2.36 – Gato para ligar três pedras....46
Fig. 2.37 – Ligação de pedras através de entalhe....46
Fig. 2.38 – Ligações utilizadas em escadarias de pedra....46
Fig. 2.39 – Ligação com taco de pedra ou cimento....47
Fig. 2.40 – Ligação de pedras em ângulo recto....47
Fig. 2.41 – Cunhal de cantaria com os paramentos da mesma largura....47
Fig. 2.42 – Cunhal de cantaria em alhetas....47
Fig. 2.43 – Cunhal em alhetas com pedras de forma paralelipipédica....48
Fig. 2.44 – Duas fiadas consecutivas em planta, A e B, de um cunhal em alhetas com pedras de forma paralelipipédica....48
Fig. 2.45 – Cunhal em alhetas com pedras em forma de esquadro....48
Fig. 2.46 – Duas fiadas consecutivas em planta, A e B, de um cunhal de alhetas com pedras em forma de esquadro....48
Fig. 2.47 – Recanto de cantaria, no qual a aresta interior coincidia com a junta....49
Fig. 2.48 – Recanto de cantaria em que a aresta interior era obtida na própria pedra....49
Fig. 2.49 – Cadeia em alhetas alternadas....49
Fig. 2.50 – Cadeia em alhetas simétricas....49
Fig. 2.51 – Cadeia de largura uniforme....49
Fig. 2.52 – Secções típicas de pilares de cantaria....50
Fig. 2.53 – Golpe de aresta....51
Fig. 2.54 – Almofadados liso e boleado....51
Fig. 2.55 – Forro com refendido imitado....51
Fig. 2.56 – Cantaria refendida em apenas uma das arestas....52
Fig. 2.57 – Almofadados em ponta de diamante e com cavalo....52
Fig. 2.58 – Almofadado em chanfro e apainelado....52

Fig. 2.59 – Almofadados com lavores e acolchoado....52
Fig. 2.60 – Almofadados lavrados....52
Fig. 2.61 – Juntas em meia cana e de cordão....53
Fig. 2.62 – Vários modos de aparelhar alvenaria de pedra à vista....53
Fig. 2.63 – Cantaria aplicada nos cunhais....54
Fig. 2.64 – Cadeia aplicada na face de uma parede muito extensa....55
Fig. 2.65 – Cadeia horizontal....55
Fig. 2.66 – Tijolo aplicado na guarnição dos vãos....56
Fig. 2.67 – Tijolo utilizado nas cadeias verticais e horizontais....56
Fig. 2.68 – Disposição dos tijolos numa cadeia de ângulo....56
Fig. 2.69 – Parede mista de alvenaria e madeira....57
Fig. 2.70 – Disposição de duas fiadas de pedra consecutivas num muro de pedra seca....58
Fig. 2.71 – Ferrolho para ligação de paredes de tijolo....60
Fig. 2.72 – A face, o tardoz, as varas e os topos de um tijolo....61
Fig. 2.73 – Tijolos furados ou ocos....61
Fig. 2.74 – Tijolo para abobadilha, A, tijolo macho fêmea, B e tijolo curvo, C....62
Fig. 2.75 – Tijolos maciços ou perfurados....65
Fig. 2.76 – Tijolos furados....66
Fig. 2.77 – Tijolos furados com interrupção de junta....66
Fig. 2.78 – Tijoletes de chaminé....68
Fig. 2.79 – Plaquetas de paramento....68
Fig. 2.80 – Tijoleira para pisos em betão armado....68
Fig. 2.81 – Tijoleira para pisos de ferro....69
Fig. 2.82 – Secções de condutas....69
Fig. 2.83 – Pano de tijolo ao alto....70
Fig. 2.84 – Pano de meia vez tijolo....70
Fig. 2.85 – Pano de uma vez tijolo: perpianhos....71
Fig. 2.86 – Pano de uma vez tijolo: aparelho inglês....71
Fig. 2.87 – Pano de uma vez tijolo: aparelho trincado....72
Fig. 2.88 – Pano de uma vez tijolo: aparelho flamengo....72
Fig. 2.89 – Pano de uma vez tijolo: aparelho holandês....73
Fig. 2.90 – Pano de uma vez tijolo: aparelho em losângulo....73
Fig. 2.91 – Emprego de tijolo furado em parede de uma vez....74
Fig. 2.92 – Parede de vez e meia: aparelho defeituoso....74

Fig. 2.93 – Parede de vez e meia: aparelho inglês....75
Fig. 2.94 – Parede de vez e meia: variante do aparelho inglês....76
Fig. 2.95 – Parede de vez e meia: aparelho flamengo....76
Fig. 2.96 – Parede de duas vezes tijolo: aparelho inglês....77
Fig. 2.97 – Parede de duas vezes tijolo: variante do aparelho inglês....77
Fig. 2.98 – Aparelho flamengo numa parede de duas vezes tijolo....78
Fig. 2.99 – Aparelho inglês aplicado numa parede de três e meia vezes tijolo....78
Fig. 2.100 – Aparelho inglês numa parede de quatro vezes tijolo....79
Fig. 2.101 – Aparelho em diagonal....79
Fig. 2.102 – Aparelho em espinha....79
Fig. 2.103 – Cunhais em esquadria de paredes a uma vez....80
Fig. 2.104 – Cunhal em esquadria de tijolo a uma vez....81
Fig. 2.105 – Cunhal em esquadria de paredes a uma e meia vezes de espessura....81
Fig. 2.106 – Cunhal obtuso....82
Fig. 2.107 – Cunhal agudo....82
Fig. 2.108 – Intersecção de paredes de uma e meia e uma vezes tijolo: aparelho inglês....83
Fig. 2.109 – Intersecção de paredes de duas vezes e vez e meia tijolo: aparelho inglês....83
Fig. 2.110 – Intersecção de paredes: aparelho flamengo....83
Fig. 2.111 – Aparelho inglês aplicado em pilares de 2, 2 ½ e 3 vezes de espessura....84
Fig. 2.112 – Aparelho flamengo em pilares de 2 e 2 ½ de espessura....84
Fig. 2.113 – Vincagem das juntas de tijolo....85
Fig. 2.114 – Exemplos de decoração de paredes de tijolo....85
Fig. 2.115 – Aparelho em losângulo....86
Fig. 2.116 – Aparelho reticulado de tijolo....86
Fig. 2.117 – Marcação de algumas juntas....87
Fig. 2.118 – Espessura das juntas: aumento nas horizontais e diminuição nas verticais....87
Fig. 2.119 – Tijolo em meia esquadria em cimalhas....87
Fig. 2.120 – Tijolo a 45° em cimalhas....88
Fig. 2.121 – Blocos de betão....89
Fig. 2.122 – Blocos de betão para paredes....89
Fig. 2.123 – Blocos de betão para cimalhas....90
Fig. 2.124 – Parede de blocos de betão em T....90
Fig. 2.125 – Molde para blocos de betão....91
Fig. 2.126 – Prensa Hayden para fabrico de blocos de betão....91

Fig. 2.127 – Verga de betão....92
Fig. 2.128 – Execução de uma parede de taipa sobre alicerces de alvenaria....93
Fig. 2.129 – Disposição dos taipais para execução da taipa....94
Fig. 2.130 – Taipal ou enchaimél para taipa....94
Fig. 2.131 – Caixilho para enchaiméis....94
Fig. 2.132 – Exemplos de coroamento de muros de vedação....97
Fig. 2.133 – Coroamento de ameias....98
Fig. 2.134 – Abóbadas cilíndricas ou de berço....100
Fig. 2.135 – Abóbada plana ou chata....100
Fig. 2.136 – Abobadas abatidas....101
Fig. 2.137 – Abóbada em ogiva....101
Fig. 2.138 – Abóbada elevada....101
Fig. 2.139 – Abóbada aviajada ou esconsa....102
Fig. 2.140 – Abóbada de revolução ou cúpula....102
Fig. 2.141 – Abóbada de arestas....103
Fig. 2.142 – Abóbada de barrete de clérigo....103
Fig. 2.143 – Simples destinados a suportar abóbadas com vãos de 1 a 6 m....104
Fig. 2.144 – Várias disposições dos tijolos nas abóbadas....105
Fig. 2.145 – Aberturas em abóbadas para iluminação ou locais de passagem....105
Fig. 2.146 – Abertura em abóbada utilizada para iluminação de um espaço coberto....106
Fig. 2.147 – Fecho F de uma abóbada....107
Fig. 2.148 – Método gráfico para cálculo da espessura dos muros livres de sobrecargas..111
Fig. 2.149 – Parede apoiada parcialmente noutra....113

Capítulo 3

Fig. 3.1 – Principais materiais de construção dos elementos resistentes usados entre 1920 e 1970....120
Fig. 3.2 – Comparação entre a utilização do betão armado a nível nacional e na região norte entre os anos 60 e 70 e 80 e 81....121

Fig. 3.3 – Alvenarias mais utilizadas em paredes exteriores na região norte ao longo dos anos indicados.....123
Fig. 3.4 – Utilização das alvenarias de tijolo e de bloco s na região Norte em 1980 e 81 por distritos.....125
Fig. 3.5 – Percentagem de edifícios por número de pisos na região Norte considerando os edifícios construídos até 1991.....126
Fig. 3.6 – Variação dos elementos resistentes em função do número de pisos considerando os edifícios construídos até 1991.....127
Fig. 3.7 – Materiais de construção utilizados nas paredes exteriores por número de pisos considerando os edifícios construídos até 1991.....128
Fig. 3.8 – Maiores variações na utilização dos materiais de alvenaria nas paredes exteriores na região Norte considerando os edifícios construídos até 1991.....129
Fig. 3.9 – Comparação da utilização da pedra em Portugal e na região Norte entre 1960 e 1970.....130
Fig. 3.10 – Utilização das alvenarias de tijolo corrente e de blocos de betão entre 1980 e 1981 em Portugal e na região Norte.....131
Fig. 3.11 – Maiores variações na utilização dos elementos resistentes segundo zonas geográficas considerando edifícios construídos até 1991.....131
Fig. 3.12 – Maiores variações na utilização das diferentes alvenarias por zonas geográficas considerando os edifícios construídos até 1991.....132
Fig. 3.13 – Alçado principal de uma moradia projectada em 1922.....137
Fig. 3.14 – Paredes exteriores usadas durante as décadas de 40 e 50.....139
Fig. 3.15 – Paredes exteriores comuns nas décadas de 60 e 70.....142
Fig. 3.16 – Paredes exteriores típicas dos anos 80 e 90.....143

Capítulo 4

Fig. 4.1 – Unidade de pequenas dimensões com furo central.....158
Fig. 4.2 – Unidade com furação vertical com dois furos de passagem para a mão.....158
Fig. 4.3 – Unidade com furação horizontal dotada com canelura na face superior.....159
Fig. 4.4 – Unidade com dentes de precisão (macheado) nas juntas verticais.....159

Fig. 4.5 – Geometria de unidades compatibilizando exigências técnicas e mecânicas e incluindo elementos para remates.....161
Fig. 4.6 – Humidade de equilíbrio de diferentes materiais de construção.....180

Capítulo 5

Fig. 5.1 – Paredes simples.....195
Fig. 5.2 – Paredes duplas.....195
Fig. 5.3 – Parede de dois panos.....195
Fig. 5.4 – Parede de face à vista.....196
Fig. 5.5 – Paredes de juntas descontínuas.....196
Fig. 5.6 – Parede-cortina.....196
Fig. 5.7 – Sobreposição das unidades para alvenaria.....198
Fig. 5.8 – Aparelhos de alvenaria com unidades do grupo 1.....199
Fig. 5.9 – Aparelhos de alvenaria com unidades dos grupos 2a e 2b.....200
Fig. 5.10 – Aparelhos de alvenaria com unidades do grupo 3.....201
Fig. 5.11 – Disposição das armaduras na alvenaria armada.....203
Fig. 5.12 – Disposição das armaduras de pré-esforço.....204
Fig. 5.13 – Disposição dos elementos de confinamento.....207
Fig. 5.14 – Resistência à flexão lateral da alvenaria.....214
Fig. 5.15 – Diagrama de tensões-deformações da alvenaria.....215
Fig. 5.16 – Três possíveis modos de rotura por corte para alvenaria simples.....220

Capítulo 6

Fig. 6.1 – Comportamento de uma parede com aberturas sob a acção de um sismo.....227
Fig. 6.2 – Esquema de reforço duma abertura.....228
Fig. 6.3 – Arquitectura do edifício 1 para duas soluções alternativas: estrutura reticulada e alvenaria resistente confinada.....229
Fig. 6.4 – Arquitectura do edifício 2 para duas soluções alternativas: estrutura reticulada e alvenaria resistente confinada.....230

Índice de Quadros

Capítulo 2

Quadro 2.1 – Relações dimensionais entre várias partes constituintes da igreja da Batalha.....18
Quadro 2.2 – Dimensões mais comuns dos tijolos usados nos finais do séc. XIX.....63
Quadro 2.3 – Fórmulas para o cálculo da espessura no fecho de uma abóbada de berço...106
Quadro 2.4 – Resistência das alvenarias à compressão.....109
Quadro 2.5 – Fórmulas para o cálculo de espessuras de muros e paredes.....110
Quadro 2.6 – Fórmulas de Rondelet para o cálculo da espessura de paredes resistentes...112
Quadro 2.7 – Espessura das paredes para diferentes profundidades t do edifício segundo *Redtenbacher*.....114
Quadro 2.8 – Espessura usual das paredes dos *edifícios de rendimento* segundo *Claudel* e *Ramée*.....115
Quadro 2.9 – Espessura das paredes de tijolo das habitações segundo *Molesworth*.....116

Capítulo 3

Quadro 3.1 – Uso de diferentes materiais em paredes exteriores em Portugal, região Norte e Ilhas por anos de construção.....123
Quadro 3.2 – Uso de diferentes soluções estruturais em alguns países da Europa.....133

Capítulo 4

Quadro 4.1 – Coeficientes de transmissão térmica, K, em W/m^2K, definido no RCCTE..153
Quadro 4.2 – Isolamento sonoro médio das paredes exteriores dos edifícios (R_{45}) definido no Regulamento Geral do Ruído, RGR.....154

Quadro 4.3 – Índice de isolamento sonoro para sons de condução aérea (Ia) e para sons de percussão (Ip) de paredes interiores em função do tipo de ocupação dos espaços.....154
Quadro 4.4 – Exigências regulamentares aplicáveis a edifícios de habitação.....156
Quadro 4.5 – Unidades correntes de barro vermelho, disponíveis em Portugal - Dados recolhidos junto de fornecedores.....162
Quadro 4.6 – Unidades correntes de betão disponíveis em Portugal – Dados recolhidos junto de fornecedores.....164
Quadro 4.7 – Unidades correntes de betão de inertes leves disponíveis em Portugal Dados recolhidos junto de fornecedores.....166
Quadro 4.8 – Unidades de betão celular autoclavado disponíveis em Portugal.....168
Quadro 4.9 – Tensão de rotura por compressão.....172
Quadro 4.10 – Valores da condutibilidade térmica (λ) dos materiais indicados....174
Quadro 4.11 – Coeficientes de transmissão térmica (K) de paredes de alvenaria simples com 20 cm de espessura executadas com os materiais que se indicam.....175
Quadro 4.12 – Influência da área envidraçada no comportamento acústico de uma parede de tijolo.....176
Quadro 4.13 – Valores de isolamento acústico, em dB, de blocos e lintéis de betão celular autoclavado com reboco em função das respectivas espessuras.....176
Quadro 4.14 – Poder fonoisolante de paredes simples rebocadas.....177
Quadro 4.15 – Índice de redução sonora, Ia, para diversas paredes de alvenaria com as espessuras indicadas.....177
Quadro 4.16 – Condições ambientais de conforto termo-higrométrico.....179
Quadro 4.17 – Raio dos poros e humidade relativa para que exista condensação a 20° C.180

Capítulo 5

Quadro 5.1 – Factores de segurança para as propriedades dos materiais (γ_M).....189
Quadro 5.2 – Valores de aceleração máxima nominal.....190
Quadro 5.3 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico.....190
Quadro 5.4 – Requisitos para a classificação de unidades de alvenaria.....192

Quadro 5.5 – Secção transversal mínima das paredes resistentes, expressa em percentagem da área do(s) piso(s) acima do nível considerado.....197
Quadro 5.6 – Número de pisos permitido acima do solo.....197
Quadro 5.7 – Disposições construtivas para as armaduras em alvenaria armada segundo o EC6 e EC8 e respectivas alterações preconizadas pelos DNA's..202
Quadro 5.8 – Disposições construtivas para as armaduras em alvenaria pré-esforçada segundo o EC6 e EC8.....204
Quadro 5.9 A – Disposições construtivas para as armaduras em alvenaria confinada segundo o EC6 e respectivas alterações introduzidas pelo DNA.....205
Quadro 5.9 B – Disposições construtivas para as armaduras e betão em alvenaria confinada segundo o EC8 e respectivas modificações introduzidas pelo DNA.....206
Quadro 5.10 – Classes de resistência à compressão para as unidades de alvenaria preconizadas pelo DNA.....208
Quadro 5.11 – Classes de resistência para as argamassas.....209
Quadro 5.12 – Classes de resistência à compressão da alvenaria, f_k [N/mm^2], executada com unidades do grupo 1 (tijolos cerâmicos maciços).....210
Quadro 5.13 – Classes de resistência à compressão da alvenaria, f_k [N/mm^2], executada com unidades do grupo 1 (blocos de betão celular autoclavado) e argamassa-cola.....210
Quadro 5.14 – Classes de resistência à compressão da alvenaria, f_k [N/mm^2], executada com unidades do grupo 2a (blocos de betão furados verticalmente) e argamassa convencional.....211
Quadro 5.15 – Classes de resistência à compressão da alvenaria, f_k [N/mm^2], executada com unidades do grupo 3 (tijolos cerâmicos furados horizontalmente) e argamassa convencional.....211
Quadro 5.16 – Valores de f_{vok} e valores limite de f_{vk} considerando argamassa convencional.....212
Quadro 5.17 – Valores característicos das tensões de rotura de aderência, f_{bok}, de armaduras confinadas.....216
Quadro 5.18 – Valores característicos das tensões de rotura de aderência, f_{bok}, de armaduras não confinadas.....216

Capítulo 6

Quadro 6.1 – Parâmentos relativos à localização dos edifícios.....231
Quadro 6.2 – Acções consideradas no dimensionamento dos edifícios em análise.....232
Quadro 6.3 – Acção do sismo – pressupostos.....233
Quadro 6.4 – Acção do vento – pressupostos.....234
Quadro 6.5 – Características dos materiais.....235
Quadro 6.6 – Percentagem de paredes resistentes por área de piso.....235
Quadro 6.7 – Verificação global da capacidade resistente das diferentes alvenarias para as diferentes combinações de acções - edifício 1.....237
Quadro 6.8 – Verificação local da capacidade resistente das diferentes alvenarias para as diferentes combinações de acções - edifício 1.....237
Quadro 6.9 – Verificação global da capacidade resistente das diferentes alvenarias para as diferentes combinações de acções - edifício 2.....237
Quadro 6.10 – Verificação local da capacidade resistente das diferentes alvenarias para as diferentes combinações de acções - edifício 2.....238
Quadro 6.11 – Verificação dos deslocamentos entre pisos para as zonas sísmicas A e D – edifício 1.....238
Quadro 6.12 – Verificação dos deslocamentos entre pisos para as zonas sísmicas A e D – edifício 2.....239
Quadro 6.13 – Edifício 1 – Síntese de trabalhos e quantidades.....240
Quadro 6.14 – Edifício 2 – Síntese de trabalhos e quantidades.....240

Capítulo 7

Quadro 7.1 – Preços unitários correntes admitidos na comparação.....244
Quadro 7.2 – Preços totais e sua variação em relação à estrutura reticulada.....245
Quadro 7.3 – Preços parciais das soluções em estrutura reticulada e alvenaria confinada – variante de blocos de betão corrente e respectiva variação face à solução mais económica.....247

Quadro 7.4 – Principais diferenças entre as soluções de alvenaria confinada e de betão armado.....251
Quadro 7.5 – Acréscimos de preço para diferentes trabalhos e quantidades por solução estrutural.....253

Capítulo 1

Introdução

1.1 Introdução

A utilização da alvenaria resistente no nosso país, praticamente obrigatória no passado, tem diminuído continuamente de alguns anos a esta parte. Procurou-se, ao longo deste trabalho, encontrar as razões para a ocorrência deste fenómeno e saber até que ponto é economicamente viável a construção de edifícios de pequeno porte em alvenaria resistente.

Sabe-se de antemão que Portugal apresenta uma situação muito diferente relativamente a outros países da Europa neste domínio, basta comparar a percentagem de edifícios construídos segundo este processo construtivo para considerarmos um estudo desta natureza ainda mais pertinente. Apesar do nosso país estar sujeito a algumas limitações construtivas pelo facto de se localizar numa região onde existe algum risco sísmico, estas limitações não justificam que quase não existam construções em alvenaria resistente.

A falta de normalização e regulamentação nacional relativamente às alvenarias estruturais é uma das principais razões para o que se verifica actualmente, existindo contudo indicadores duma alteração desta situação. O esforço de uniformização da regulamentação dentro da União Europeia através dos Eurocódigos (EC) tem despoletado em Portugal uma participação no estudo daqueles documentos e a elaboração de Documentos Nacionais de Aplicação (DNA) que adaptam os EC's às particularidades nacionais.

Assim o objectivo principal deste trabalho – comparar sob o ponto de vista estrutural e de custos edifícios de pequeno porte, em alvenaria resistente e em estrutura reticulada – não seria alcançado sem o recurso à regulamentação europeia, nomeadamente ao EC6 [6] e ao EC8 [30, 31, 32], no que diz respeito ao dimensionamento das soluções em alvenaria resistente.

O estudo da evolução da utilização das técnicas construtivas das diferentes soluções em alvenaria ocupa também uma parte significativa do presente trabalho. A compreensão destas técnicas antigas, conjugadas com as características dos novos materiais poderão conduzir-nos a soluções inovadoras no domínio das alvenarias.

A organização do texto apresenta sete capítulos e um anexo.

Após esta breve introdução, abordam-se no segundo Capítulo as origens da alvenaria. Apresenta-se uma rectrospectiva desde as primeiras utilizações até às alvenarias e técnicas usadas já neste século, com destaque para a construção religiosa, a fortificação, a reconstrução pombalina e a revolução industrial. Referem-se também os materiais e as soluções construtivas, sendo as paredes alvo de um tratamento mais detalhado.

Finalmente analisam-se algumas regras construtivas e expressões analíticas de cálculo usadas no passado.

O Capítulo 3 é dedicado à análise dos resultados de três recenseamentos gerais de habitação na perspectiva deste trabalho. Daqueles recenseamentos extraíram-se dados susceptíveis de comparação em relação a diversas alvenarias, como por exemplo o material utilizado nas paredes exteriores por época de construção, ou a relação entre o número de pavimentos e o material usado nas paredes exteriores. Também é feita referência às diferentes utilizações da alvenaria por zonas geográficas, estudando-se na parte final e em particular a cidade do Porto.

No capítulo 4 apresentam-se as exigências que actualmente se colocam às alvenarias e faz-se a caracterização geral das unidades existentes no nosso país: tijolos, blocos de betão de

inertes correntes, de inertes leves e blocos de betão celular autoclavado. No final deste Capítulo discutem-se as evoluções previsíveis para estes produtos.

No Capítulo 5 tecem-se considerações em termos dos Eurocódigos 6 e 8. Apresentam-se os tipos estruturais de alvenaria e as respectivas disposições construtivas, indicando as alterações aos EC's definidas nos DNA's. Referem-se também as características das diferentes alvenarias e os modelos de cálculo. Finalmente referem-se alguns comentários aos Eurocódigos em análise.

O Capítulo 6 é dedicado ao dimensionamento comparado de dois edifícios em alvenaria resistente e em estrutura reticulada de betão armado. Abordam-se neste Capítulo aspectos como sejam as implicações de ordem arquitectónica, localização dos edifícios, acções e materiais. Apresentam-se também quadros-resumo da verificação da estabilidade e das medições dos trabalhos e quantidades.

No Capítulo 7 sintetizam-se os aspectos discutidos ao longo do texto. Analisam-se em pormenor os resultados obtidos para os dois exemplos citados em três variantes de alvenaria resistente e estrutura reticulada. Procedem-se a comparações económicas, estruturais e arquitectónicas e apresentam-se as conclusões do trabalho.

Em Anexo apresentam-se os cálculos detalhados de dimensionamento dos dois edifícios na solução de alvenaria resistente, considerando a obra executada em tijolo, em blocos de betão de inertes correntes e em blocos de betão celular autoclavado. Nestes cálculos respeitou-se a regulamentação nacional [57, 58] e europeia [6, 30, 31, 32].

Capítulo 2

Origens da alvenaria

2.1 Primórdios

Na sua forma mais primária a alvenaria pode considerar-se quase tão antiga como o próprio Homem. As suas origens remontam à época do Homem das cavernas, na qual este amontoava pedras à entrada dos seus abrigos e elevava dólmens e menires em pedras naturais.

Além da própria pedra, o Homem empregou desde muito cedo a taipa ou terra amassada, os adobes e as pedras artificiais, das quais o tijolo e o betão são os principais tipos. O uso da taipa remonta à mais alta Antiguidade, pois encontram-se vestígios dela em muitas ruínas Egípcias e Assírias(•). O tijolo também se emprega desde tempos antiquíssimos, sendo utilizado pela civilização Caldaica (••). O próprio betão, que se poderia julgar um material recente, foi já utilizado pelos Romanos [13].

A invenção do tijolo efectuou-se em duas etapas. A primeira, cerca de 8000 A.C., quando o homem dividiu a argila que usava para ligar as suas paredes, em pequenas porções aproximadamente iguais, deixando-as depois secar. Após a secagem destes tijolos primitivos bastava dispô-los do modo pretendido para se obter um muro mais desempenado e sólido, logo mais durável.

Apesar de muito antigo, o tijolo não cozido continua ainda a usar-se, habitando mais de metade da população mundial em casas de adobe. Fabricam-se ainda tijolos crus na América, em África e na Ásia [45].

A segunda etapa inicia-se logo que o Homem inventa a cozedura, muito provavelmente no final do Neolítico, por volta de 3000 A. C.

Os Egípcios levantaram as primeiras grandes construções em pedra. Os seus templos e pirâmides eram constituídos por blocos enormes que eram içados a alturas impressionantes. Na Assíria, sobre os rios lodosos do Tigre e do Eufrates, encontram-se tijolos e mosaicos de argila, de fabrico já quase industrial, atendendo às suas dimensões.

Podem ainda citar-se outras obras famosas desta época, como por exemplo o templo de Salomão em Jerusalém em blocos de pedra, a Torre de Babel construída em tijolos cerâmicos perto da Babilónia, e ainda a muralha da China, construção gigantesca com 8 m de altura e 5

(•) Fazem parte das primeiras civilizações que se desenvolveram a partir de 3000 a 2000 A. C.
(••) Povo responsável pelos últimos anos de esplendor do Império Babilónico (626-539 A. C.)

m de espessura na base, com milhares de quilómetros de extensão, constituída por um embasamento em pedra, paramentos em tijolo e enchimento em terra.

Exceptuando os Assírios que utilizavam o betume(•) como ligante e os Egípcios que guarneciam as juntas de certas construções com argamassa, as construções desta época eram em geral caracterizadas por serem de juntas secas [19].

No entanto só nos segundo e primeiro milénios A. C. por intermédio das grandes civilizações ocidentais se utilizaram materiais como a pedra, o tijolo e o adobe de modo racional para fins construtivos [19].

Cerca de 500 A.C. a arte de construir atingiu, através dos Gregos, um elevado grau de perfeição que se intensificou rapidamente. Os grandes monumentos como o Parténon são construídos em blocos de mármore perfeitamente talhados e ligados por intermédio de cavilhas em ferro. A coluna e o lintel em pedra destacaram-se como os elementos de construção principais.

Na Itália, por volta de 1000 A.C., os Etruscos, vindos do Oriente, fundam cidades e edificam numerosos monumentos, transmitindo aos Romanos, entre outros conhecimentos, a técnica da abóbada, que os Etruscos tinham herdado eles próprios dos Assírios. Por intermédio dos Romanos as aplicações de alvenaria tornaram-se variadas e verificaram-se grandes progressos, utilizando indiferentemente a pedra talhada e aparelhada, a seco ou com ligante, o tijolo e o adobe [19].

Junto aos vulcões italianos, os antigos Romanos colhiam uma cinza que misturada com areia e cal se transformava numa massa que a água tornava tão dura como a pedra. Material de construção tão versátil para a época, recebeu o nome de *pozolana*, derivado de "Pozzuoli", povoação nos arredores de Nápoles, de onde inicialmente foi extraída essa substância.

Denominavam-se genericamente pozolanas todas as substâncias naturais ou artificiais que tinham a propriedade de comunicar às cais gordas as qualidades de cal hidráulica, tornando-as portanto aplicáveis às construções debaixo de água ou em terrenos húmidos.

(•) Substância preparada com cal , azeite e outros ingredientes, e que se emprega em vedações de água, etc.

Em muitas obras de arte romanas a pozolana foi utilizada inteligentemente. Misturada com areia e cascalho, originava uma massa fácil de vazar e de moldar, que endurecia na presença da água. A sua utilização generalizou-se a obras diversas, desde pilares de pontes e condutas dos antigos aquedutos, até edifícios como a cúpula do Panteão, as Termas de Caracala e a Basílica de Constantino [13].

A pozolana consolidou muitas estruturas que ainda hoje conservam a rigidez da pedra e tornou possíveis muitas outras.

Os Romanos foram também os primeiros a fazer uso generalizado dos ligantes, como a cal e o cimento. Construíram por todo o Império diversos monumentos e realizações artísticas, urbanísticas e militares, que testemunham ainda hoje, o poder e a grandeza da sua civilização.

À época Romana seguiu-se um período mais curto caracterizado pelo estilo *Bizantino*(•), através do qual se aperfeiçoaram certos processos de construção como por exemplo a abóbada, mas que não trouxe nada de verdadeiramente novo à arte da construção. A arte Bizantina pode considerar-se, de certo modo, a perpetuação da arte Romana nas zonas do Oriente previamente marcadas pela civilização Grega. A generalizada utilização da abóbada e da cúpula é a sua característica essencial, como aconteceu por exemplo, com a Catedral de Santa Sofia.

2.2 Da Antiguidade ao séc. XVIII

2.2.1 Românico e Gótico – As construções religiosas medievais

2.2.1.1 Introdução

A alvenaria não fez progressos sensíveis e praticamente não deixou testemunhos significativos durante o período entre os sécs. IV e X.

O desenvolvimento do Catolicismo motivou os primeiros progressos na arte da construção e no início do séc. IV da nossa era implementa-se por todo o Império Romano a arquitectura cristã.

(•) Estilo associado à produção artística desenvolvida sob o domínio do Império Romano do Oriente, cujo nome deriva da sua capital, Bizâncio (depois designada Constantinopla, a actual Istambul). Este estilo ocorreu nos sécs. IV e V, alastrando então pela região dos Balcãs, até à Rússia e à Itália.

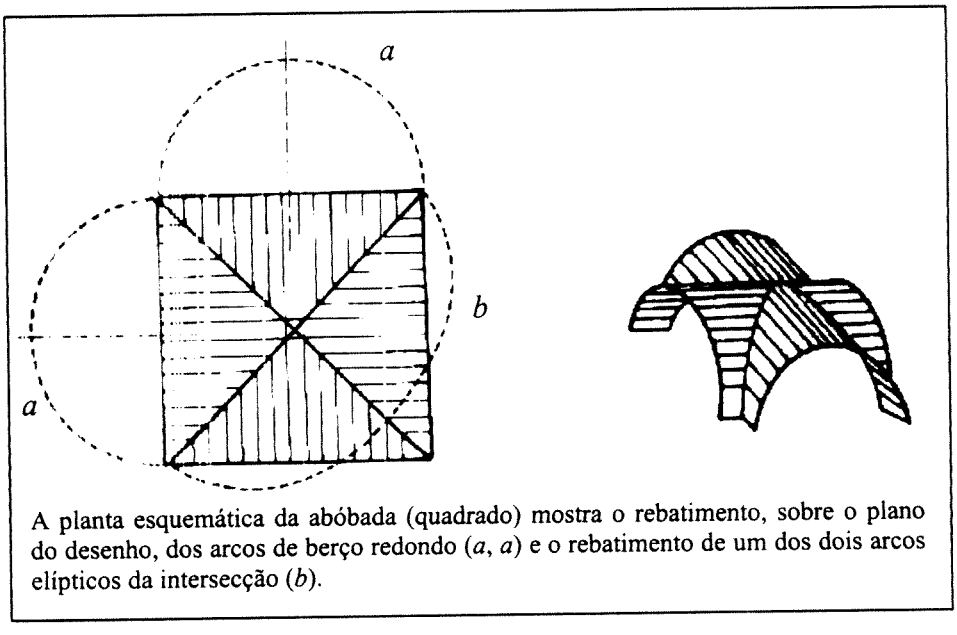
A *basílica*, edifício público da antiga Roma destinado a reuniões, foi o modelo adoptado para os primeiros templos. Este modelo persistiu ao longo dos séculos, se bem que tenha sofrido algumas alterações estruturais mais ou menos profundas.

As primeiras inovações na construção surgiram, a partir do séc. XI, sobretudo nas igrejas monumentais. Dois estilos arquitectónicos, o *românico* e o *gótico* que se desenvolveram neste período, apresentavam problemas de engenharia, para os quais a Idade Média soube encontrar soluções inteligentes. Enquanto a arquitectura românica predominou até ao séc. XIII, a arquitectura gótica teve início em meados do séc. XII e prevaleceu até ao séc. XVI.

2.2.1.2 Catedrais românicas

Nas primeiras igrejas cristãs usavam-se tectos de madeira, mas como ardiam, apodreciam ou eram roídos pelos insectos abandonou-se o seu emprego. Como exemplo, refere-se o caso da antiga catedral românica de Chartres, cujo tecto de madeira ardeu pela primeira vez no ano de 1030 e foi destruída por outro incêndio em 1194. Muito raramente, como acontece entre nós com a Sé de Braga, se empregavam tectos de madeira em igrejas monumentais tendo-se generalizado assim, a abóbada de pedra como alternativa às coberturas em madeira [13].

Eram duas as abóbadas típicas das catedrais românicas: a abóbada *de berço redondo* e a abóbada *de arestas*, fig. 2.1.



A planta esquemática da abóbada (quadrado) mostra o rebatimento, sobre o plano do desenho, dos arcos de berço redondo (*a*, *a*) e o rebatimento de um dos dois arcos elípticos da intersecção (*b*).

Fig. 2.1 – Abóbada de arestas [13]

A abóbada de berço redondo era como um arco de alvenaria duma ponte de pedra muito larga que tinha a espaços arcos de reforço, designados *arcos torais*, que se apoiavam em pilares.

Como se sabe o arco foi inventado pelos Romanos para vencer grandes vãos com pequenas pedras. O arco permitia vencer vãos até cerca de 60 m sem grande dificuldade e durava séculos. Nessa altura o arco estava para a alvenaria resistente como hoje a viga está para o betão armado.

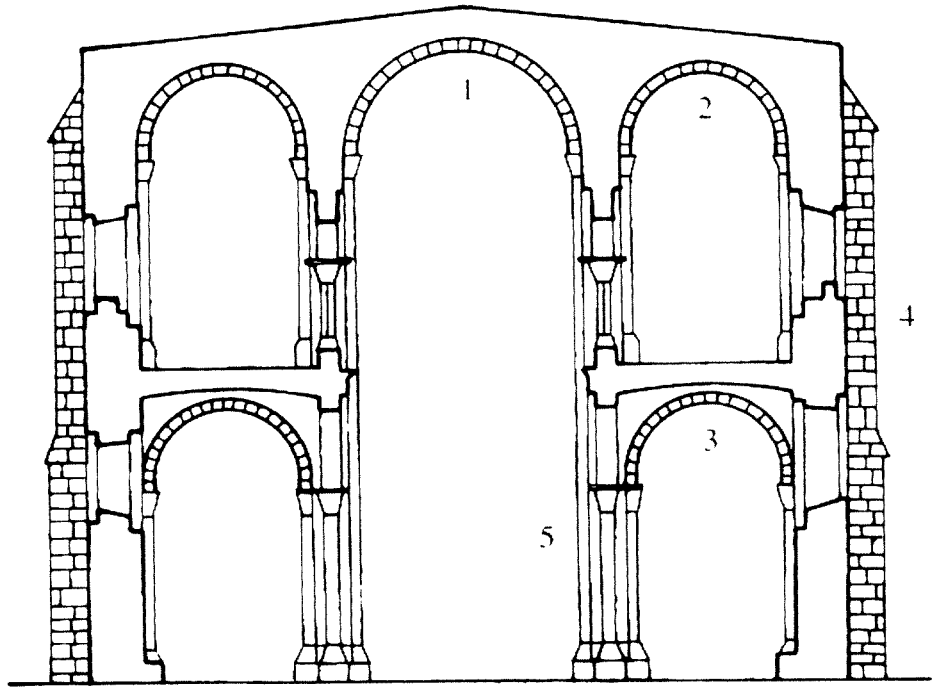
Nas abóbadas laterais de baixa altura, o uso da abóbada de berço estava fora de questão, pois ela impediria, não só a iluminação natural, como a própria circulação das pessoas. Os construtores adoptaram então as abóbadas de arestas, conhecidas muitos séculos antes e em que o inconveniente de exigirem uma planta quadrada era eliminado pela justaposição de abóbadas, umas a seguir às outras, até realizarem o rectângulo que se desejasse.

Ao contrário das abóbadas de berço, nas abóbadas de arestas os impulsos laterais eram concentrados sobre os quatro cantos. Isto é, as paredes podiam ser dispensadas como órgãos resistentes, dando liberdade de circulação entre os pilares. É esta a razão porque nas catedrais românicas as naves laterais estão geralmente cobertas por abóbadas de arestas, enquanto nas naves centrais se empregavam abóbadas de berço.

Como o *extradorso* dum arco tem circunferência maior que o *intradorso*, cada aduela que o compunha tomava a forma de cunha, apertada contra as aduelas vizinhas. O aperto de umas aduelas contra as outras traduzia-se em esforços laterais dirigidos para fora que, exercidos no arco, se adicionavam ao peso próprio. O esforço diagonal resultante (esforços laterais e peso próprio) faria cair o arco se este não estivesse convenientemente apoiado.

Os construtores medievais sabiam que nas filas de arcos consecutivos, como nas naves das catedrais ou nos aquedutos, os esforços laterais anulavam-se dois a dois nos arcos intermédios. Assim, os pilares correspondentes a esses arcos só suportavam o peso da arcaria, o que não acontecia nos arcos extremos, onde esses esforços eram muito significativos. A solução encontrada para que os arcos extremos pudessem suportar os esforços laterais, foi opor-lhes pesadas massas de alvenaria (paredes grossas com *contrafortes*, fig. 2.2) ou então escorá-los para o terreno, fig. 2.3.

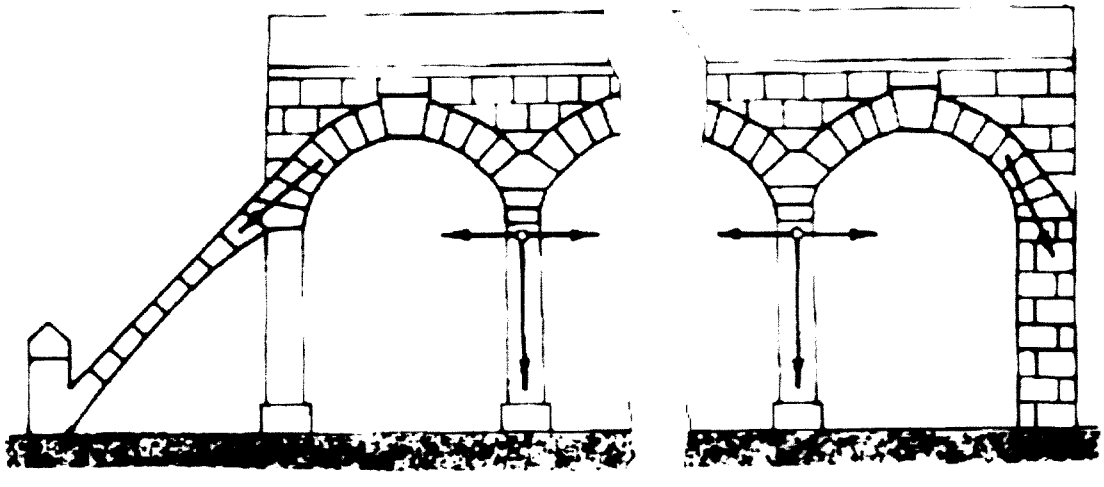
Para suportarem os esforços laterais, as catedrais românicas eram construídas com grossas paredes, com o mínimo de aberturas para a iluminação natural, e pesados contrafortes em pontos estratégicos, fig. 2.2.



1 – abóbada de berço perfeito da nave central; 2 – abóbada de berço do trifório*;
3 – abóbada de arestas da nave lateral; 4 – contraforte; 5 – pilar

* O trifório é uma galeria estreita, no interior de uma igreja, por cima das arquivoltas (moldura que acompanha as aduelas de uma arcada) das naves laterais, e que apresenta geralmente 3 aberturas entre cada vão.

Fig. 2.2 – Esquema estrutural de uma catedral românica [13]



a) Solução típica da arquitectura gótica

b) Solução típica da arquitectura românica

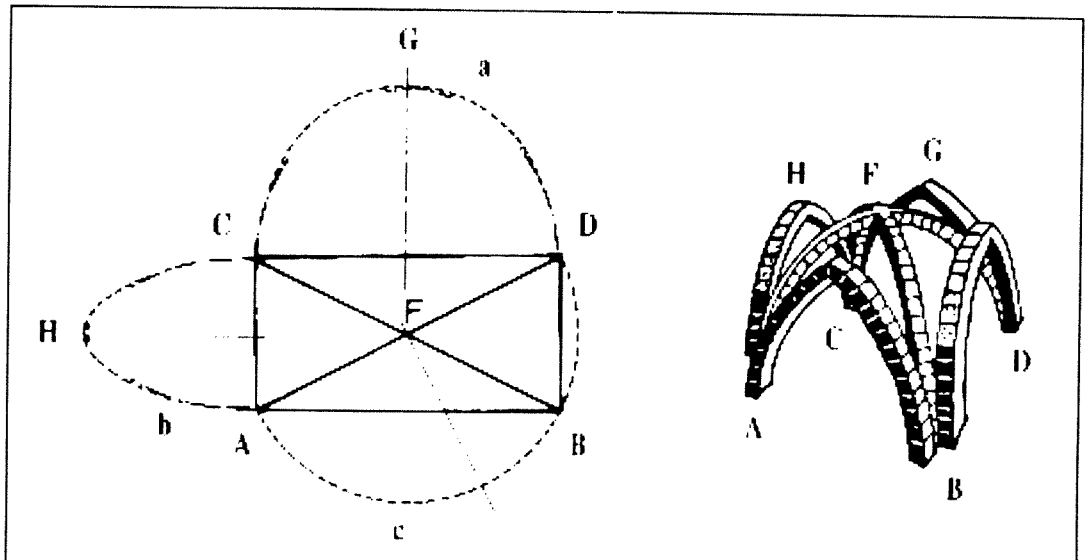
Fig. 2.3 – Princípio da estabilidade dos arcos [13]

2.2.1.3 Catedrais góticas

A catedral gótica distingue-se, antes de tudo, pela luminosidade interior graças às amplas janelas de vitrais e às paredes translúcidas. Esta circunstância obrigava à existência de uma estrutura da edificação mais aberta. Mas a catedral gótica soube ainda utilizar a própria estrutura como elemento estético.

A abóbada de arestas teve um desenvolvimento surpreendente até se chegar à abóbada em *cruzaria de ogivas* apoiadas sobre pilares, típica da arquitectura gótica e ilustrada na fig. 2.4.

Nesta figura podem ver-se quer os arcos transversos (designados por *torais*), quer os arcos longitudinais (designados por *formaletes*) com um desenvolvimento quase elíptico.



A planta esquemática da abóbada (rectângulo) mostra os rebatimentos dos arco toral (a) e *formalete* (b) e de uma das ogivas da intesecção (c).

Fig. 2.4 – Abóbada ogival [13]

Foi encontrada uma solução para suportar os esforços laterais das abóbadas. Esta consistiu em afastar os contrafortes para longe das paredes e intercalar entre eles e a base dos arcos uma *escora* de alvenaria - o *arcobotante*, fig. 2.5.

O arcobotante era um meio arco exterior à catedral, sobre o qual descarregava o esforço lateral da abóbada no ponto onde aquele era máximo e o transmitia para um contraforte existente abaixo do nível das janelas. Assim desempenhava uma dupla função:

– criava um contra-impulso à carga lateral da abóbada;

– transmitia o esforço resultante ao contraforte que o equilibrava com o seu peso.

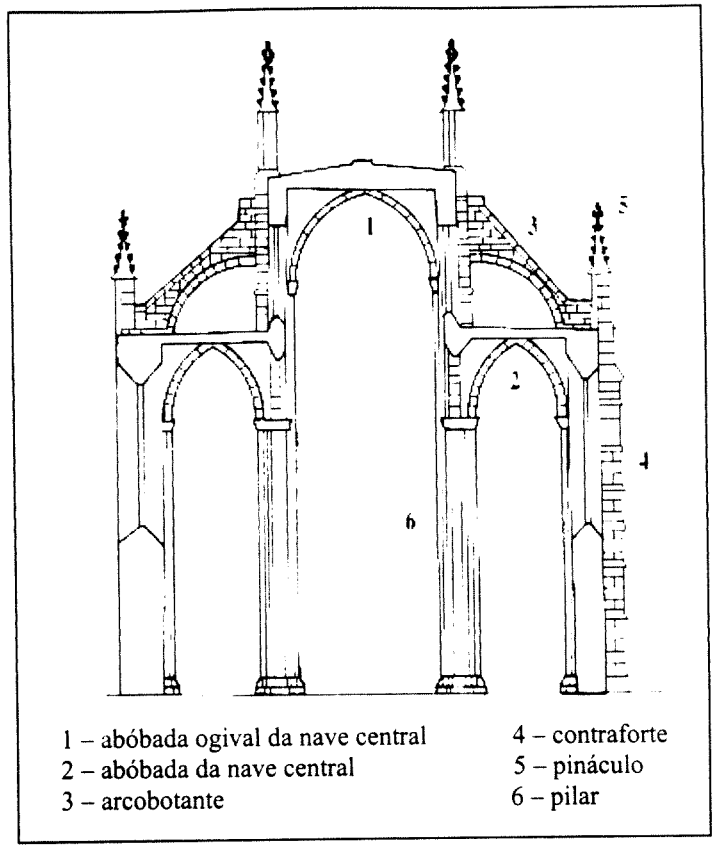


Fig. 2.5 – Esquema estrutural da igreja da Batalha [13]

Esta concepção tinha sido adoptada espaçadamente no decorrer dos séculos, mas apenas a arquitectura gótica conseguiu dela tirar todo o efeito luminoso. Graças ao arcobotante, a nave pôde ser iluminada pelas altas janelas do *clerestório*(•).

Em resumo, a dispensa das paredes e o afastamento dos pesados contrafortes tornou a catedral gótica uma construção ligeira, constituída por pilares sobre os quais descarregavam as abóbadas.

Se bem que os efeitos estéticos fossem evidentes, os efeitos económicos não foram menos notáveis:

- a espessura das paredes pôde reduzir-se ao mínimo;
- as fundações aligeiraram-se;
- o volume de alvenaria ficou reduzido aproximadamente a um terço do exigido pela catedral românica.

(•) Galeria superior ao trifório, nas igrejas ogivais (pavimento dos clérigos).

2.2.1.4 Estabilidade das Catedrais

Tecnicamente uma cúpula é uma série contínua de arcos com o mesmo centro, exercendo por consequência, impulsos laterais ao longo de todo o perímetro da base. As primeiras cúpulas, construídas muitos séculos antes, apoiavam-se sobre edifícios circulares de espessas paredes. Com uma cúpula de 40 m de diâmetro interior, o Panteão de Roma, erguido no início da nossa era, é um exemplo clássico. Contudo, como já se fez referência, usou-se na sua construção cimento pozolânico, descoberto um ou dois séculos antes.

Nas cúpulas e abóbadas medievais não havia cimento entre as pedras da cantaria, apenas uma argamassa sem grande resistência.

Os arquitectos medievais dispunham dum leque muito restrito de materiais de construção: pedra, madeira e vidro. Além doutros materiais secundários sem função relevante, usavam ainda chumbo nos telhados e nos arabescos dos vitrais e argamassa de fraca qualidade nas juntas de alvenaria que por vezes só ganhava presa ao fim de alguns anos e acabava por desaparecer. A madeira aparecia em construções efémeras (andaimes, escadas, *cimbres*, etc.) ou nas estruturas de cobertura, em alguns casos. A pedra era portanto o material de construção essencial.

O recurso à pedra da região em que construíam era uma constante: a Sé do Porto é de granito, a de Coimbra de calcário, a de Silves em grés, a igreja da Batalha de calcário brando, etc. O transporte da pedra ficava muito caro. Para reduzir o peso a transportar o desbaste e o acabamento eram feitos nos estaleiros da pedreira.

A pedra é um material muito resistente, mas só aos esforços de compressão. Foi por isso que nunca se usou na Antiguidade, antes dos Romanos inventarem o arco, para vencer vãos maiores do que 4 ou 5 m. É desse facto que resultaram essas construções "eriçadas" de colunas como o templo de Amon-Rá, em Karnak, no antigo Egipto.

Mais complexa ainda era a construção das catedrais em alvenaria, fossem elas românicas ou góticas, constituídas por pedras justapostas com argamassa fraca intercalada. Com grande resistência aos esforços de compressão, mas sem admitir o mínimo esforço de tracção, todas as peças da catedral, paredes, arcos, pilares, abóbadas, contrafortes, tinham que estar sujeitas apenas a compressões.

Todavia os impulsos laterais, como o vento ou o impulso dos arcos, tendiam a criar esforços horizontais sobre a estrutura. Assim adicionava-se peso em pontos específicos, para que através da sua massa inerte, pudessem suportar esses esforços: os pináculos, as torres, os

contrafortes, os grossos pilares, são elementos estabilizadores usados para esse fim. A catedral mantinha-se estável graças à acção da gravidade. A arte dos construtores manifestou-se, deste modo, nos efeitos estéticos que conseguiam imprimir nas pesadas massas de pedra indispensáveis à manutenção da estabilidade.

Hoje existem métodos rigorosos para avaliar ou medir o valor das tensões em qualquer estrutura, mas naquele tempo não havia praticamente nada, só a intuição, o bom senso e as regras empíricas fruto da experiência.

As soluções provinham de experiências progressivas, muito cautelosas: antes de construírem abóbadas em grandes e altas naves, executaram-nas em baixas. A lógica e a geometria disciplinavam as regras da engenharia daqueles tempos.

Existia uma relação dimensional entre os vários elementos de uma catedral baseada em proporções entre números muito pequenos, quase sempre inteiros. Este fenómeno ocorria na generalidade das catedrais góticas.

Como exemplo indicam-se as relações dimensionais existentes na igreja da Batalha, Quadro 2.1.

Quadro 2.1 - Relações dimensionais entre várias partes constituintes da igreja da Batalha [13]

Relação	**Valor aproximado**
Largura da igreja para o comprimento total	1:3,5
Comprimento do transepto para o comprimento da igreja	1:2
Largura da igreja para a altura da nave principal	2:3
Cruzeiro	1:1
Altura para o comprimento do transepto	1:1
Altura das naves colaterais para a altura da nave principal	2:3
Largura das naves colaterais para a largura da nave principal	2:3

Estas proporções tinham um significado estético evidente, davam harmonia e simetria ao edifício e estabeleciam uma correspondência entre a geometria e a arquitectura.

Estas mesmas proporções, que existiam entre as dimensões das catedrais, são também encontradas nos intervalos musicais mais agradáveis ao ouvido. A arquitectura ficava, deste modo, vinculada à música [13].

2.2.2 Fortificação abaluartada

A instituição militar contribuiu também para o desenvolvimento da arte de construir e para um melhor conhecimento dos materiais, não só porque durante muito tempo foi esta instituição a única a deter uma escola de formação, mas também porque a profissão de engenheiro militar absorvia muitas das funções dos engenheiros civis e arquitectos. Até à reforma do Marquês de Pombal, a aprendizagem da Engenharia Civil estava confinada ao ensino individual de pais para filhos e afilhados, ou à frequência de escolas estrangeiras. Não surpreende por isso que os engenheiros militares tenham predominado na sociedade portuguesa durante quase dois séculos, até à Revolução Industrial.

Quando a pólvora veio questionar o precário equilíbrio entre a defesa e o ataque, as discussões sobre fortificação tornaram-se um tema obrigatório da Engenharia e a arte militar sofreu uma grande mudança com a utilização da pólvora e do canhão.

A *muralha medieval* e a *torre de menagem* tornaram-se obsoletas. Os militares tiveram que adaptar a defesa à violência do tiro e criar construções que pudessem resistir-lhes. A resposta foi a *fortificação abaluartada.*

Desenvolvida a partir do séc. XV em simultâneo com o aperfeiçoamento do canhão, atingiu o seu ponto alto no séc. XVII, ao desempenhar um papel crucial nas guerras travadas na Europa.

A resistência à explosão e à violência do tiro, obrigou as muralhas a descerem quase ao nível do solo e aumentarem a sua espessura, transformando-se em largos terraplenos, que os muros de pedra apenas delimitavam.

As antigas torres transformaram-se em *baluartes*, ao nível dos terraplenos. As *ameias* passaram a *canhoneiras*, através das quais os canhões de defesa faziam fogo, protegidos por espessos *merlões*.

Os baluartes adoptaram uma forma sinuosa, fig. 2.6, para multiplicar a extensão da linha de fogo e assegurar a mútua cooperação na defesa. As portas e *cortinas* entre baluartes eram protegidas por uma muralha avançada, o *triângulo de revelins*.

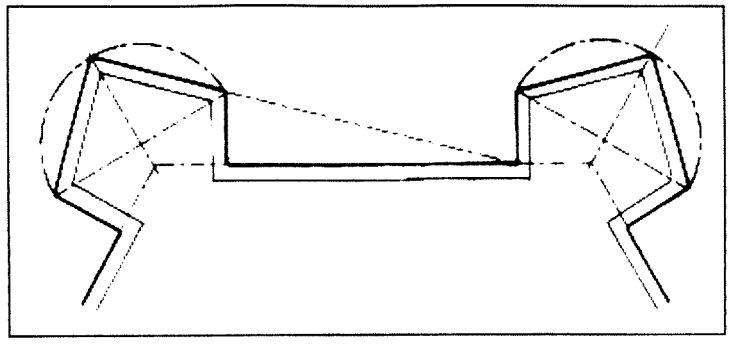


Fig. 2.6 – Desenho geométrico do baluarte pelo método *Deville* [13]

Assim a fortificação desceu dos altos muros em que se encontrava, desde que há memória, para se posicionar ao nível do solo. Era o caminho a seguir contra um projéctil cada vez mais devastador: quando mais enterrado, mais protegido. Ainda hoje este conceito é válido, constituindo bons exemplos quer as trincheiras, quer os *bunkers* enterrados ou semi--enterrados.

2.2.3 O Barroco

Apesar de algumas alterações ao nível da decoração e da composição arquitectónica durante o século XVIII, o *barroco* manteve a estrutura resistente dos edifícios e a técnica construtiva não sentiu grandes melhoramentos nem muito menos quaisquer transformações. As técnicas renascentistas mantiveram-se e os materiais de construção como a pedra, o tijolo e a madeira continuaram como materiais de construção quase exclusivos.

Apenas se introduziram algumas inovações na utilização dos materiais que seriam impensáveis até essa altura. Por exemplo, algumas escadarias com longos degraus de granito, suspensas numa só ou nas duas extremidades.

Sabia-se já nesta altura, desenhar as plantas e os alçados das edificações e traçar com rigor geométrico todas as pedras de uma construção. A geometria aplicada à construção tornou-se desde então um disciplina inseparável da engenharia.

Conheciam-se e empregavam-se também regras empíricas para projectar órgãos resistentes. Por exemplo, a fig. 2.7 ilustra a regra geométrica utilizada para dimensionar o apoio dum arco sujeito a um impulso lateral.

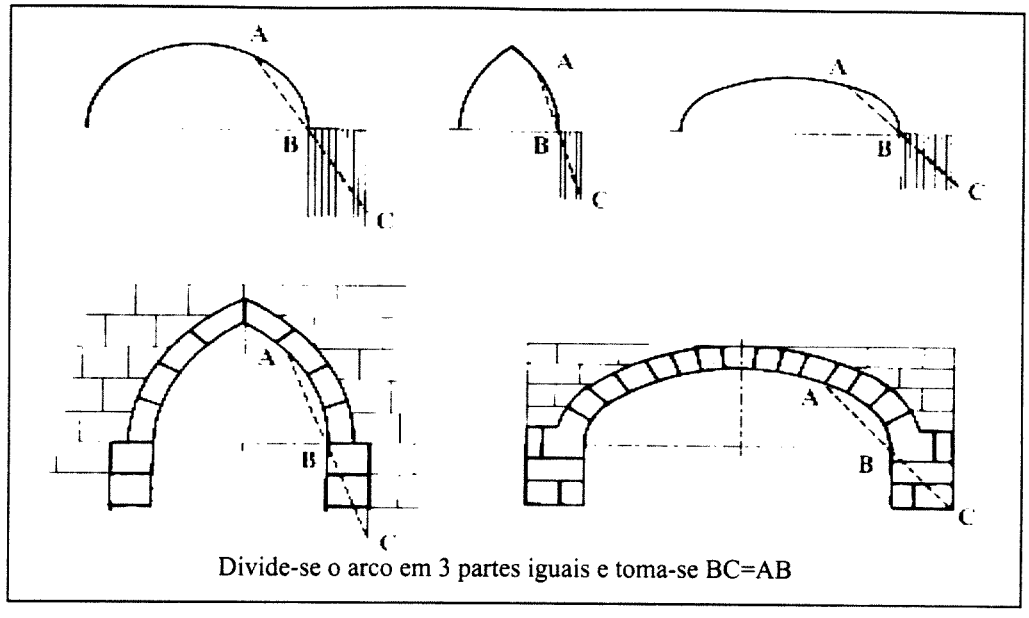


Fig. 2.7 – Regra empírica para calcular a espessura de um encontro [13]

2.3 Reconstrução pombalina

Em Portugal a ocorrência do catastrófico sismo de 1755 e a necessária reconstrução subsequente motivaram evoluções nas tecnologias relativas às alvenarias dignas de registo.

O aparecimento da *gaiola pombalina*, fig. 2.8, foi uma excepção à relativa falta de ideias que caracterizou a construção da época. Trata-se efectivamente de autêntica alvenaria armada com elementos de madeira, tendo em vista a melhoria da segurança aos sismos. Esta é talvez uma das primeiras técnicas construtivas a ter preocupações em relação aos sismos.

Os edifícios construídos segundo este tipo de construção eram caracterizados por terem originalmente:

- apenas cinco pisos, incluindo rés-do-chão e o sótão;
- altura das fachadas aproximadamente igual à largura das ruas principais;
- possuírem paredes de alvenaria ao longo do seu contorno exterior, com uma espessura de cerca de 90 cm ao nível do rés-do-chão, reduzindo-se ligeiramente para cima, fig. 2.9.

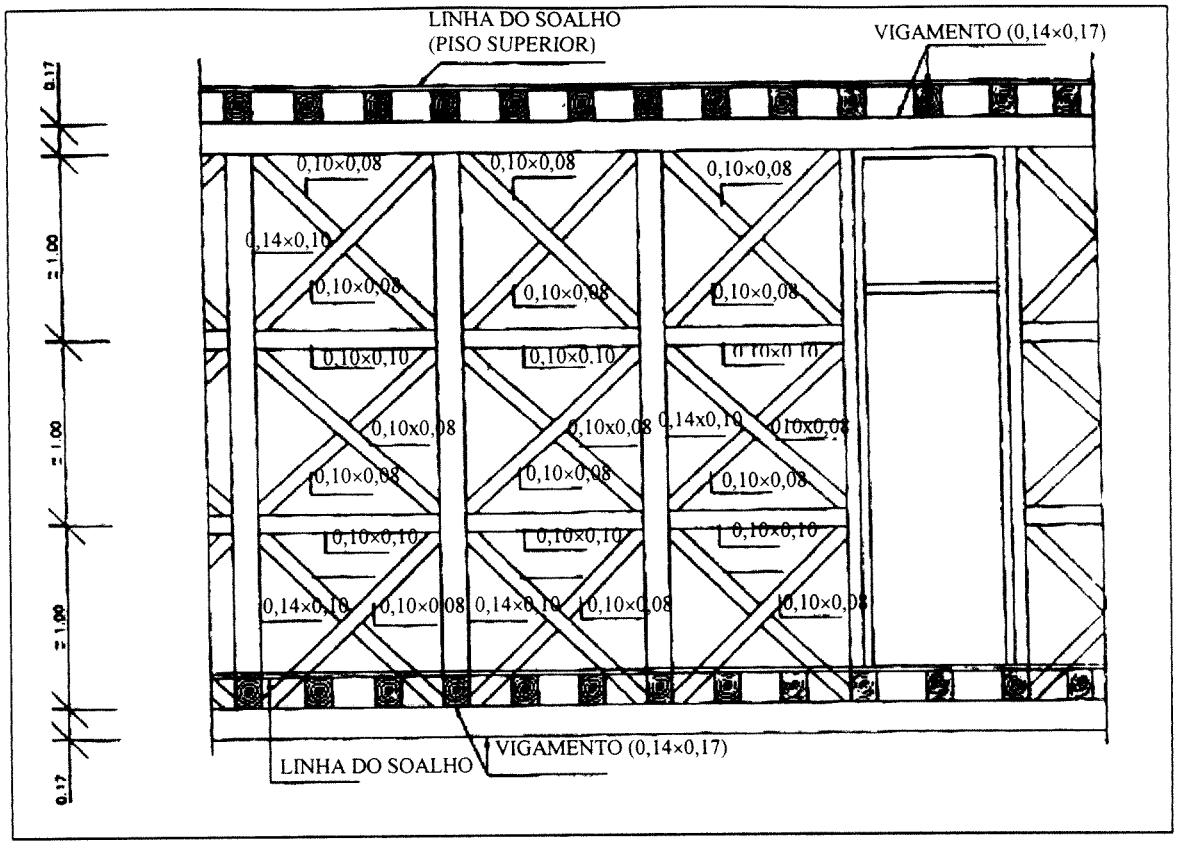


Fig. 2.8 – Disposição da estrutura da parede em gaiola, [14, 18]

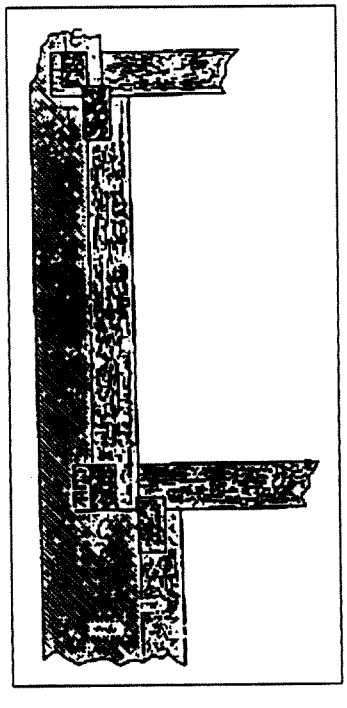


Fig. 2.9 – Pormenor construtivo da gaiola – redução da espessura da parede [14, 16]

Além das características indicadas, estes edifícios apresentavam ainda outras particularidades, como as que se apresentam a seguir.

O tecto do rés-do-chão era, regra geral, constituído por arcos ou abóbadas de alvenaria de pedra ou de ladrilho.

Acima do rés-do-chão, existia um sistema de *travamento* tridimensional que conferia ao conjunto uma boa ductilidade. Horizontalmente, este sistema era formado pelas estruturas de madeira dos pisos e da cobertura e, verticalmente pelas paredes em gaiola, fig. 2.8, com espessuras de 15 e 20 cm, que constituíam também divisórias interiores.

As paredes em gaiola perpendicularmente às paredes principais de alvenaria, possuíam elementos adicionais de travamento, dispostos em ambos os lados, ao longo da ligação daquelas com os pisos, como mostra a fig. 2.10.

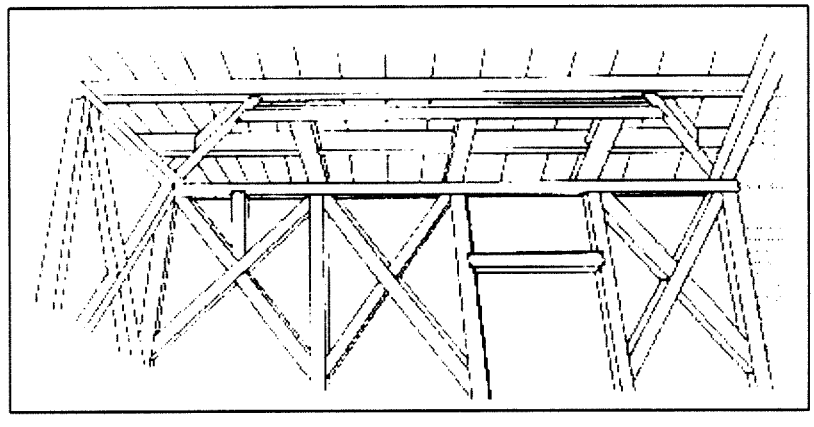


Fig. 2.10 – Disposição dos elementos de travamento na ligação parede/piso, nas paredes interiores perpendiculares às paredes principais [14, 18]

A designação de gaiola resulta do facto de se construir previamente a estrutura de madeira das paredes, bem dotadas de diagonais de travamento em *cruz de Sto André*, que no seu conjunto pareciam uma verdadeira gaiola, fig. 2.11.

A gaiola é assim o elemento mais importante deste tipo de construção, sendo concebida de maneira que, durante a ocorrência de um sismo permanecesse íntegra, mesmo que o seu *miolo* desmoronasse.

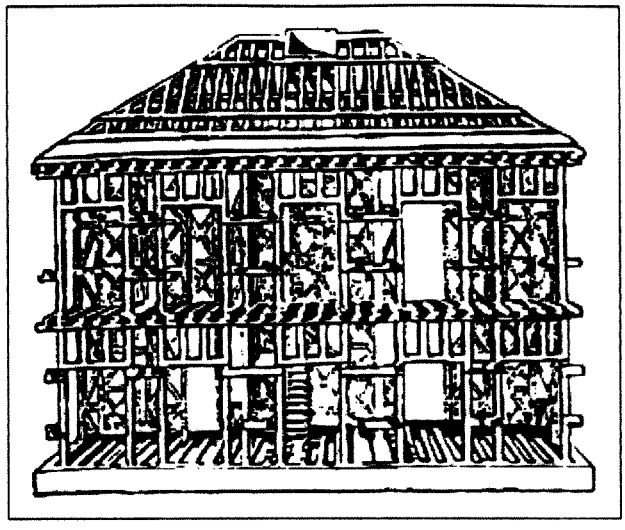


Fig. 2.11 – Estrutura da gaiola de madeira [14]

Preenchida com alvenaria de tijolo maciço ou de pedra miúda, a gaiola constitui um elemento estrutural de grande robustez, com boa capacidade para suportar cargas verticais e com um desempenho exemplar face a acções horizontais, resultado da forma como se organizava o sistema de ligações entre os seus elementos.

O material predominante era a madeira, onde prevaleciam as ligações com ensambladuras características reforçadas com pregagens de ferro forjado: *pregos recurvos* que garantiam ligações eficazes. Além disso, existiam ainda elementos de reforço constituídos por peças de ferro, fixadas às paredes exteriores de alvenaria e ligadas aos vigamentos de madeira que se destinavam a garantir a efectiva transmissão de forças entre os elementos estruturais através dos pavimentos, fig. 2.12.

O pé direito foi fixado em 16 palmos, cerca de 3,70 m, para a *loja* e primeiro andar, sendo o dos outros pisos não definido e dependente da altura disponível.

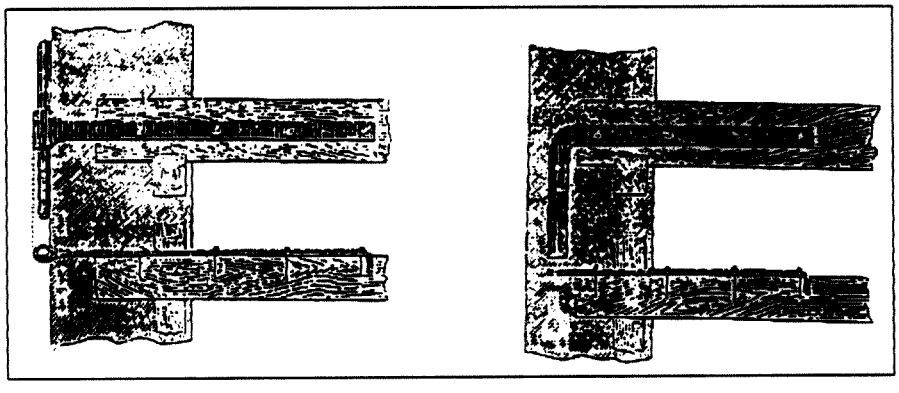


Fig. 2.12 – Fixação das vigas aos ferrolhos para fixação das paredes opostos [18]

Não se conhece nenhum documento da época que especifique a constituição da gaiola e estabeleça a sua obrigatoriedade. A sua autoria é atribuída, pela tradição oral a *Carlos Mardel*, que teria executado, no Terreiro do Paço, um ensaio sísmico da estrutura, colocando um modelo sobre um estrado, sujeito à marcha descompassada de um destacamento militar, com o objectivo de reproduzir os efeitos de um sismo [14].

Uma outra alteração surgida da reconstrução Pombalina, foi o incremento das paredes meãs entre edifícios até uma altura superior à dos telhados, reduzindo-se assim as hipóteses de passagem de incêndios entre edifícios.

O facto de a zona da Baixa de Lisboa ter sido muito afectada pelo sismo e pelo fogo que daquele decorreu, permitiu adoptar um traçado urbano tipo, completamente novo e, ainda, introduzir importantes inovações em termos habitacionais e de distribuição de espaços.

Assim, foram diversas as inovações introduzidas:

- o rés-do-chão passou a ser amplo e rasgado a fim de permitir a instalação de lojas;
- as escadas e acessos aos pisos superiores passaram a ocupar um espaço muito mais importante;
- o pé direito passou a ser muito maior, cerca de 4,00 m;
- as paredes da fachada principal passaram a conter várias e grandes janelas;
- as *águas furtadas* passaram a ser aproveitadas à custa das *mansardas*;
- as esbeltas paredes divisórias de *tabique*, com acabamento por *fasquiado*, de espessura entre 10 e 12 cm, tinham uma grande elasticidade; quando colocadas ortogonalmente, de modo a cruzarem-se umas com as outras, estas paredes melhoravam consideravelmente o comportamento estrutural do edifício.

Este tipo de construção conduziu à obtenção de edifícios que no plano estrutural e particularmente em relação à acção sísmica, tinham um excelente comportamento, resultado do rigor e do detalhe construtivo na ligação da gaiola ao rés-do-chão, principalmente através de pernos metálicos chumbados nas pedras.

Quando bem conservada, a gaiola era relativamente duradoura. Para que assim fosse, era necessário que as madeiras se encontrassem bem secas, livres do ciclo de humedecimento e secagem que as apodreciam, dos fungos e dos insectos, tendo aqui os rebocos um papel fundamental.

2.4 A revolução industrial e o séc. XX

O séc. XIX foi um período de grandes transformações. O século da revolução industrial provocou repercussões profundas na arte de construir, estimulando o espírito inventivo dos construtores a quem novos problemas se punham, nomeadamente na realização de obras de arte, com a aparição do caminho de ferro. Desenvolveram-se grandes trabalhos experimentais, que conduzem a um melhor conhecimento dos materiais e principalmente dos ligantes.

Os procedimentos construtivos só evoluíram de modo significativo com a própria evolução da engenharia dos materiais e das estruturas, marcadas pelo desenvolvimento das tecnologias do ferro e do aço, primeiro no séc. XIX, e do betão armado e pré-esforçado, já no séc. XX.

O século XVIII surge associado ao período da melhor construção (reconstrução pombalina) onde, por exemplo existia um nítido cuidado pela forma como se escolhia a localização das portas e janelas nas paredes e procurava-se que as aberturas fossem contornadas por elementos verticais e horizontais de madeira, constituindo ombreiras e padieiras. No entanto estas e outras preocupações não se reflectiram na construção do século seguinte. O tempo passado sobre a data da ocorrência do sismo de 1755 fez cair no esquecimento as suas terríveis consequências e foi surgindo um novo tipo de construção em Lisboa entre meados do séc. XIX e o princípio do segundo quartel do séc. XX, perdendo-se quase por completo o anterior rigor construtivo. Deste modo passou-se da gaiola para o *gaioleiro*, fig. 2.13, denominação esta que pretende traduzir a simplificação e as grandes alterações dos sistemas estruturais e construtivos, como são os casos do aumento da altura dos edifícios que rapidamente atingiram 5 ou 6 pisos elevados, da deturpação da gaiola original, em que alguns elementos de solidarização horizontal das paredes mestras desapareceram. Tudo isto acrescido ao facto da mão-de-obra e os materiais empregues serem, na maioria dos casos, de qualidade inferior aos usados no período anterior.

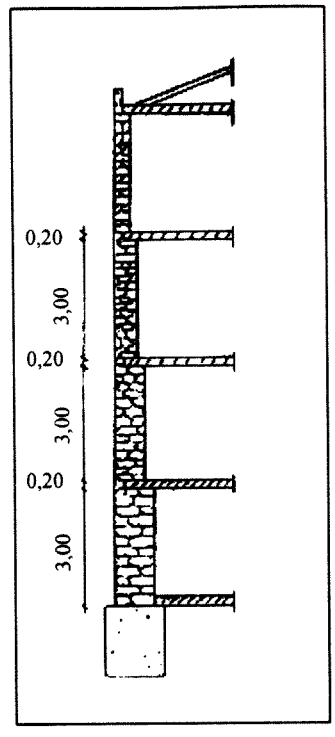


Fig. 2.13 – Variação brusca da espessura típica dos gaioleiros [14, 33]

No final do séc. XIX e primeiro quartel do séc. XX o recurso ao ferro na execução de pavimentos teve uma expressão significativa na construção. A solução mais comum consistia em pavimentos com vigas de ferro, quase sempre adoptando perfis em I, complementados por pequenas abóbadas de alvenaria. A localização destes pavimentos era geralmente nas zonas das varandas e marquises, características da construção daquela época, e às vezes, também nos pavimentos de tectos de caves.

Esta solução, que se revelou inovadora e até mesmo revolucionária, tendo em atenção a resistência e pretensa durabilidade do ferro gerou, no entanto, inúmeros problemas associados à corrosão deste material.

Do ponto de vista construtivo, esta técnica apresentava como principal dificuldade a execução de uma correcta ligação das vigas de ferro às paredes de alvenaria, constituindo pontos fracos não só em relação à resistência estrutural, mas também no que diz respeito à protecção contra a corrosão, principalmente em zonas húmidas.

Os melhoramentos introduzidos no ferro e a criação da uma grande indústria siderúrgica fizeram do ferro o material de construção por excelência durante o séc. XIX, se bem que para o final tenha sido suplantado pelo aço, de características mecânicas superiores.

Aquele material não se utilizou apenas para reforçar estruturas de madeira ou de alvenaria, o seu uso foi generalizado, quer como colunas de suporte em ferro fundido, quer como vigas e caixilharias, inicialmente em ferro forjado e mais tarde em aço laminado.

Os grandes edifícios da era industrial desde fábricas a estações de caminhos de ferro ou naves de exposições, utilizaram largamente o ferro e o vidro.

Originou-se, deste modo um novo conceito de construção, em que a luminosidade, a funcionalidade e a economia de meios se tornaram factores determinantes, era a *arquitectura do ferro.*

Apesar de todas as virtudes que o ferro apresentava, a experiência descobriu-lhe também alguns aspectos menos bons como a encurvadura, a concentração de esforços, a fadiga e a corrosão. Naturalmente que estes factores foram tomados em consideração e limitaram de algum modo a aplicação do referido material.

No séc. XX dá-se a consolidação das inovações do anterior. São descobertos e postos em aplicação, não só novos materiais e ligantes, mas também se aperfeiçoam os existentes. A construção em alvenaria passa a estar na posse de meios bastante poderosos e, sobretudo, de materiais de qualidade superior e mais baratos, tirando partido da industrialização. Ocorreu a associação de materiais para algumas aplicações, como por exemplo para construções em zona sísmica, onde a alvenaria se uniu a outros materiais, nomeadamente armaduras em aço, para melhorar o seu desempenho.

Durante o séc. XX o betão armado dominou a construção civil portuguesa e foi este o principal responsável pela declínio da utilização da alvenaria resistente. O primeiro Regulamento de Betão Armado, data já de 1918.

O betão armado provocou uma revolução na arquitectura. Nos primeiros edifícios onde foi aplicado, no início deste século, procurava-se não o expor ou dar-lhe um acabamento que simulava outros materiais como por exemplo a cantaria. No entanto por volta de 1930 este conceito começa a mudar e o betão armado impõe-se definitivamente contribuindo para o desenvolvimento da *arquitectura moderna.*

As variedades dos cimentos multiplicaram-se, desde o cimento aluminoso de presa rápida, que resiste à água do mar e às altas temperaturas, até ao cimento branco utilizado na decoração arquitectónica dos edifícios.

Os varões de aço passaram a ser nervurados para melhor aderirem à massa do betão. Apareceram as malhas electrosoldadas que simplificaram a montagem das armaduras. As lajes vazadas sucederam às lajes maciças e surgiu o betão pronto. Mas a inovação mais importante foi o *betão pré-esforçado*.

2.5 Materiais e soluções construtivas no final do século passado

2.5.1 Fundações

No caso do terreno onde as fundações assentavam ser rochoso, começava-se por escavar a terra sobreposta quando aquela se encontrava a pequena profundidade. Para garantir uma melhor ligação da pedra com os restantes materiais era conveniente tornar a sua superfície irregular ou fazer-lhe entalhes. Quando a rocha se encontrava a descoberto executava-se uma caixa com dimensões de 20 a 30 cm, talhando-se o seu fundo em degraus quando o terreno tinha grande inclinação. A altura destes degraus horizontais não ultrapassava a altura de 1,00 m.

Iniciava-se a construção por uma camada de argamassa hidráulica de 2 a 3 cm que se estendia sobre a rocha e em cima da qual se assentavam as pedras de grandes dimensões. As juntas eram cheias com pedaços de pedra e nova camada de argamassa era estendida para o assentamento da segunda fiada de pedras grandes.

Devia ter-se o cuidado de molhar as pedras a fim destas não absorverem a água das argamassas.

Em terrenos *incompressíveis* como os pedregosos, saibrosos ou arenosos era prática descer a uma profundidade maior do que nas rochas, tendo o cuidado de aí distribuir a pressão com a melhor uniformidade através de pedras de grandes dimensões ou de uma camada de betão.

A alvenaria era também muito utilizada em fundações de terrenos *compressíveis*.

No caso destes terrenos estarem à mercê de correntes de água que os escavavam, dispunham-se uma série de estacas-prancha delimitando a zona onde se procedia à dragagem e que posteriormente era cheia com areia ou saibro até ao nível das fundações de alvenaria.

A aplicação de pilares de alvenaria era vulgar em fundações de aterros cuja coesão permitisse a abertura de poços. Esta solução baseava-se numa série de pilares que descarregavam no terreno sólido, ligados na sua parte superior por arcos sobre os quais assentavam as restantes alvenarias.

O processo de construção destes pilares era simples:

- abriam-se os poços até terreno sólido, escorando as paredes com caixilhos;
- construíam-se as alvenarias, retirando-se o revestimento de madeira à medida que aquelas se iam levantando.

Como é natural, a espessura dos pilares era variável com a carga a que estavam sujeitos e com natureza do terreno sobre os quais apoiavam.

A abertura dos poços para a construção dos pilares era inviável, quando as camadas compressíveis eram aquíferas devido às infiltrações. No entanto, o problema era resolvido através do uso dos caixões de madeira sem fundo ou a colunas ocas de alvenaria que se enterravam até ao terreno sólido pelo mesmo processo.

As referidas colunas, apresentavam forma cilíndrica e eram cheias depois de enterradas, com betão ou alvenaria, sendo unidas superiormente segundo as linhas das paredes por arcos de alvenaria, fig. 2.14.

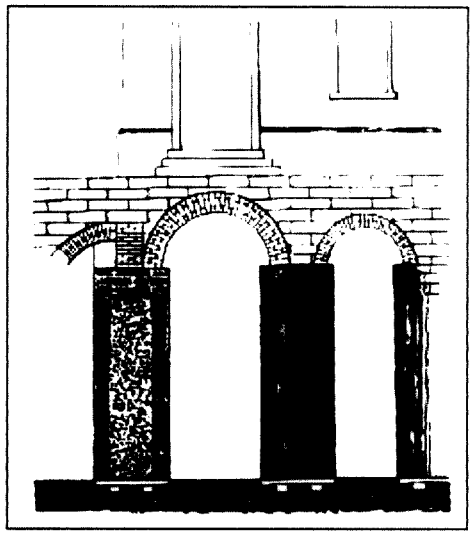


Fig. 2.14 – Emprego de colunas de alvenaria em fundações [16]

A construção de tais colunas ocorria dentro de poços largos e bem revestidos depois de alcançado terreno firme. O peso próprio e as cargas adicionais faziam-nas enterrar, à medida que a terra ia sendo escavada no seu interior.

O emprego de fundações através de estacas de madeira era muito comum em terrenos aquíferos, se bem que aquelas deveriam ficar constantemente enterradas ou imersas em água, de modo a evitar as mudanças de humidade que contribuíam decisivamente para a sua ruína.

2.5.2 Paredes

2.5.2.1 Nomenclatura e generalidades

a) Terminologia

Segundo a sua disposição na construção distinguiam-se as paredes de fachada, as paredes de empena e as paredes divisórias.

i) Paredes de fachada

Eram as paredes destinadas a serem vistas do exterior. Eram particularmente cuidadas tanto do ponto de vista das disposições arquitecturais como de acabamento e execução. Como constituíam uma das paredes que estabeleciam a fronteira entre o interior e o exterior do edifício estas paredes desempenhavam um papel muito importante no que tocava à satisfação das exigências do utente .

ii) Paredes de empena

Estas paredes exteriores construídas no limite da propriedade, podiam ser comuns a dois imóveis contíguos. Eram normalmente objecto de cuidados específicos sobre o seu modo de construção e estavam sujeitas a legislação que fixava os direitos e deveres dos proprietários.

Como na maioria das vezes não eram destinadas a ficarem à vista o seu acabamento era geralmente grosseiro.

As *paredes-empenas* eram as que acabam por um triângulo ou um polígono com a forma do telhado.

iii) Paredes divisórias

Eram paredes interiores destinadas a compartimentar o espaço delimitado pelas paredes de fachada e de empena. Reduziam o vão dos pavimentos, sempre que as distâncias entre as paredes exteriores era demasiado grande, e suportam cargas localizadas.

Segundo a sua posição em relação ao solo, as paredes decompunham-se em duas partes, que podiam ter exigências e constituição diferenciadas:

- as paredes da cave e, se não houver cave, as paredes de fundação;
- as paredes de elevação.

No que respeita aos vãos de portas e janelas, como se pode constatar de seguida, as designações pelas quais eram conhecidos no passado os diferentes elementos constituintes ainda hoje são usados em muitos casos.

Na fig. 2.15 A mostra-se o *lancil* de uma porta, onde *a* é a *verga*, *b* as *ombreiras*, *c* os *socos* e *d* a *soleira*. A fig. 2.15 *B* representa o lancil de uma janela com *tranqueiras t*, muito utilizado no norte do país, onde o granito tinha grande aplicação; as tranqueiras, embora fossem pedras grandes e largas que atravessavam toda a espessura das paredes, eram apenas aparelhadas como as pedras de lancil, na pequena superfície *t*. A peça superior do lancil, correspondente à verga, denominava-se *torça*.

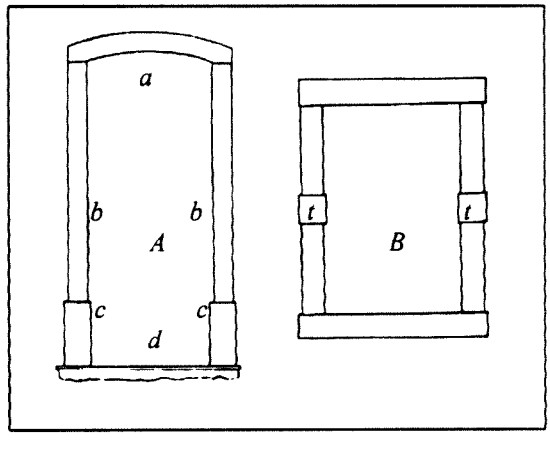


Fig. 2.15 – Vãos de portas e janelas [16]

Com o objectivo de garantir que o peso dos materiais que ficavam sobre o vão descarregasse sobre as alvenarias laterais, a que se dava o nome de *nembos* ou *machos*, construía-se por cima da verga uma abóbada abatida de tijolo que se chama *archete*, fig. 2.16, e sobre o resto do vão, até ao paramento interior da parede, uma abóbada geralmente plana denominada *sobre-arco*, que lhe servia de tecto.

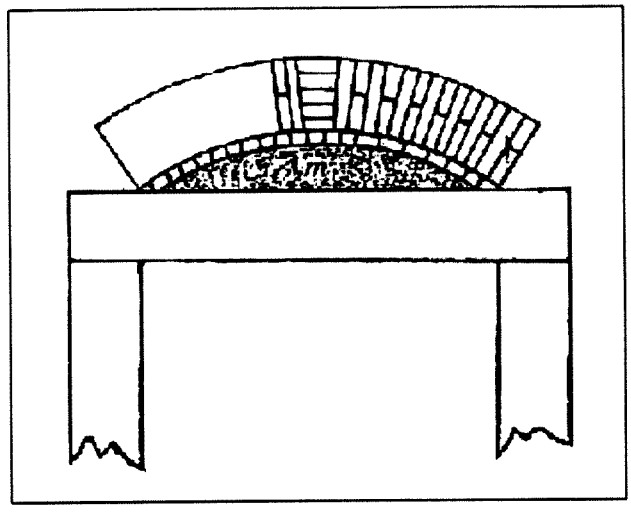


Fig. 2.16 – Archete com o simples que serviu para a sua construção [16]

Nas *janelas de peito*, a parede que ia da face inferior do peitoril ao nível do pavimento, executada geralmente de tijolo assente de topo segundo a sua largura (*a meia vez*), denominava-se *pano de peito*. No Norte era vulgar esta parede ser de pedra.

A largura corrente das janelas variava entre 1,00 e 1,30 m e a altura entre 2,00 e 2,70 m. Nestas dimensões verificam-se claras diferenças com o que acontece hoje em dia, onde normalmente a dimensão horizontal ultrapassa a vertical.

As dimensões das portas dependiam da sua serventia, no entanto as portas de um batente tinham geralmente uma largura compreendida entre 0,75 e 0,90 m e as de dois batentes cerca de 1,30 m.

b) Características gerais das paredes

As paredes de fachada quase nunca eram construídas com uma só qualidade de material. Assim, era muito usual o emprego da cantaria nos cunhais, em socos, em vergas, ombreiras, soleiras e peitoris dos vãos. O tijolo era aplicado nas paredes das chaminés, nas cimalhas, nos

panos das janelas de peito e nos archetes e sobre-arcos. Os intervalos dos vãos eram levantados em alvenaria ordinária.

A espessura destas paredes não era constante, diminuindo de baixo para cima, à medida que se tornava menor a carga que sobre elas actuava. Esse adelgaçamento da espessura obtinha-se geralmente por intermédio de ressaltos no paramento interior em cada piso do edifício. Os ressaltos eram normalmente de 10 a 12 cm e eram aproveitados para apoiar o vigamento de madeira de que eram feitos os sobrados. A espessura mínima no piso superior não devia ser menor do que 40 cm.

As paredes divisórias tinham geralmente ambos os paramentos aprumados, a sua espessura ia decrescendo de um para outro pavimento através do sistema de ressaltos. Caso estas paredes limitassem a caixa de escadas, faziam-se a prumo do lado destas e em ressaltos do lado interior das habitações. A diminuição da espessura também se obtinha, às vezes, pelo *jorramento* que se dava aos dois paramentos. Nos *frontais* (paredes interiores que dividiam os grandes espaços do edifício), a espessura mínima nos andares superiores era normalmente de 20 cm. As paredes divisórias com chaminés não deviam ter espessura mínima inferior entre 40 e 45 cm, podendo em alguns casos atingir 55 ou 60 cm.

Os tabiques normais de madeira em tosco, fasquiados, rebocados e estucados, tinham habitualmente 10 cm de espessura, no entanto também se construíam tabiques de tijolo cheio ou furado, podendo ser assentes em pano de tijolo *a meia vez* ou *de cutelo ao baixo*.

2.5.2.2 Paredes de cantaria

a) Generalidades

A pedra foi durante muito tempo a base da construção, como veremos no próximo Capítulo. De 1920 a 1940, o seu emprego reduziu-se sensivelmente devido ao seu elevado custo.

A partir da década de 40, o equipamento de algumas pedreiras e a normalização da exploração permitiram relançar parcialmente a utilização deste material.

A pedra de cantaria era geralmente caracterizada por ser uma pedra de dimensões consideráveis, especial e finamente talhada para ocupar um lugar bem definido numa construção.

A natureza da pedra empregue era normalmente definida pelo arquitecto, todavia as durezas normais a empregar conforme a localização da pedra na fachada obedeciam às seguintes regras [15]:

- maciço em contacto com o chão e varandas: pedras frias, duras e algumas pedras armadas;
- revestimento em elevação, friso saliente não protegido, fiada de ressalto: pedras frias, duras, armadas e algumas pedras meio homogéneas;
- platibanda protegida, apoios e cruzamentos, fiada de transição, enquadramento de vãos pouco salientes, *trapeira* ou água furtada protegida (•) : pedras armadas homogéneas e algumas pedras meio homogéneas;
- corpos de parede: pedra macia e algumas pedras muito macias.

A parede podia ser levantada segundo o processo tradicional, em que cada pedra era preparada a pedido por especialistas num estaleiro de corte próximo do local da construção. As juntas destas pedras eram cheias com gesso. Contudo esta técnica que era muito cara, exigia demasiada mão de obra qualificada e acarretava demasiadas perdas, foi sendo abandonada e substituída pela pedra *pré-cortada*.

O emprego da pedra de cantaria em caves era absolutamente excepcional, dado o seu elevado preço, sendo aí substituída por pedra de alvenaria, *pedra molar* ou betão.

b) Aparelho das pedras

As pedras de cantaria propriamente ditas só não eram aparelhadas na face oposta à que ficava à vista na parede construída, como se mostra na fig. 2.17.

Se a pedra apresentasse dois paramentos vistos *abcd* e *efgh*, ambos eram aparelhados com algum cuidado, segundo a natureza da obra. Caso contrário, o tosco da face *efgh* garantia melhor aderência às argamassas, favorecendo a ligação da cantaria com a alvenaria interior. A dimensão *ae*, perpendicular ao paramento designava-se por *cauda*.

À pedra com dois paramentos vistos, chamava-se *perpianho* ou *travadouro*. Além do perpianho podiam ainda empregar-se pedras com maiores ou menores dimensões na cauda do que no paramento que eram convenientemente travadas, fig. 2.18. No norte do país o

(•) Andar imediatamente abaixo do telhado, tendo o interior inclinado junto às paredes de fachada.

perpianho tinha a espessura compreendida entre 3/4 do palmo e palmo e meio, aproximadamente.

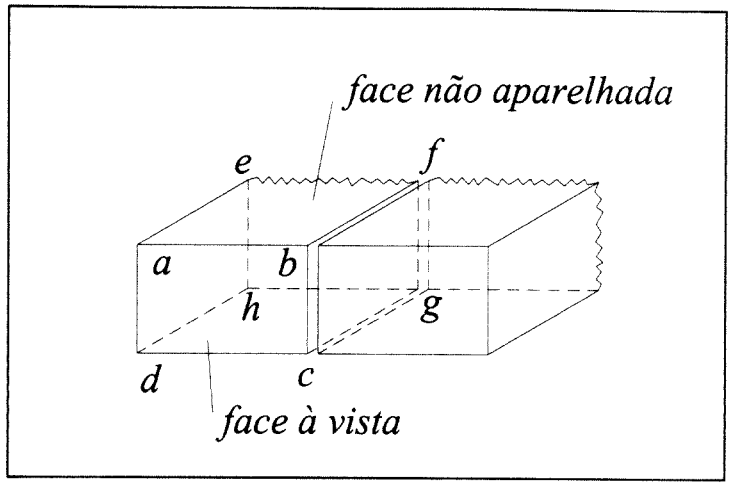


Fig. 2.17 – Aparelho das pedras de cantaria [12, 14, 16]

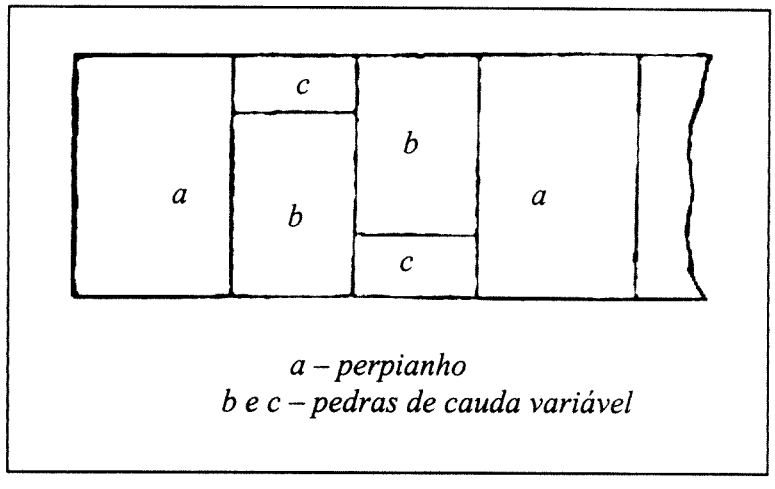


Fig. 2.18 – Perpianhos e pedras de cauda variável [14, 16]

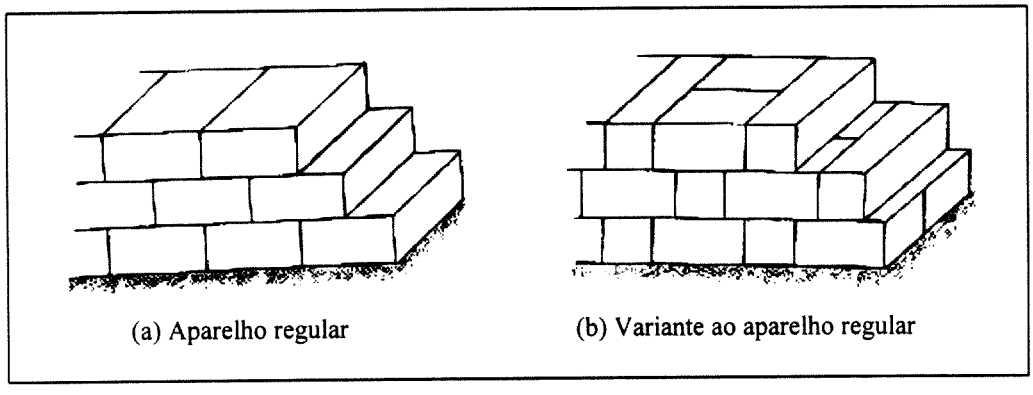
Na construção das paredes devia seguir-se como princípio o seguinte:

- escolher as maiores pedras, e simultaneamente as mais resistentes, para os paramentos das paredes e junto dos cunhais;
- dispor alguns perpianhos para auxiliar o travamento;
- não deixar vazios entre as pedras que não fossem preenchidos por argamassa ou pequenas pedras;
- acamar o mais possível as pedras segundo leitos horizontais para que melhor resistissem aos esforços de compressão.

O assentamento das pedras iniciava-se com a limpeza das que serviam de leito, antes de se estender sobre elas uma camada de argamassa de 4 a 10 cm de espessura. Sobre esta última assentavam-se as pedras bem niveladas, depois de bem limpas e humedecidas sobre o leito. O assentamento era obtido batendo a cantaria com maços de madeira até que a argamassa refluísse dos lados.

Em seguida fechavam-se as juntas verticais com argamassa e se necessário utilizavam-se também lascas de pedra.

Nas fig. 2.19 indicam-se dois processos de disposição das pedras nas diversas *fiadas*, com o objectivo de evitar a correspondência de juntas. Deve entender-se como fiada uma camada da fileira de pedras de igual altura, normalmente horizontais, sendo raros os casos em que apresentavam plano inclinado.



(a) Aparelho regular (b) Variante ao aparelho regular

Fig. 2.19 – Aparelho regular e sua variante [14, 16]

As juntas de duas fiadas consecutivas não deveriam ficar a uma distância inferior a 25 cm e as larguras das juntas horizontais e verticais não devia ultrapassar 5 a 6 cm e 3 a 4 cm respectivamente.

Outro processo empregue no assentamento de pedras de grandes dimensões consistia em colocá-las no lugar onde deveriam ficar, sobre tacos ou cunhas de madeira ou de chumbo, posicionados perto dos ângulos e a 3 ou 4 cm das arestas para evitar estragos. Em seguida as pedras eram levantadas e era nesta altura que se estendia a camada de argamassa, com uma espessura ligeiramente superior à dos calços, sendo conveniente retirar estes quando as pedras ocupassem as suas posições definitivas.

As pedras podiam ser aparelhadas de diversos modos, indicando-se a seguir os mais usuais.

O aparelho *regular*, também designado por *opus isodomum* pelos Romanos, consistia em talhar as pedras na forma paralelipédica com dimensões fixas, fig. 2.20.

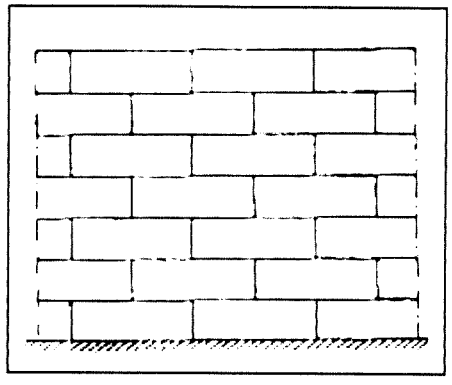


Fig. 2.20 – Aparelho regular [12, 14]

Existiam algumas variantes a este aparelho, fig. 2.21.

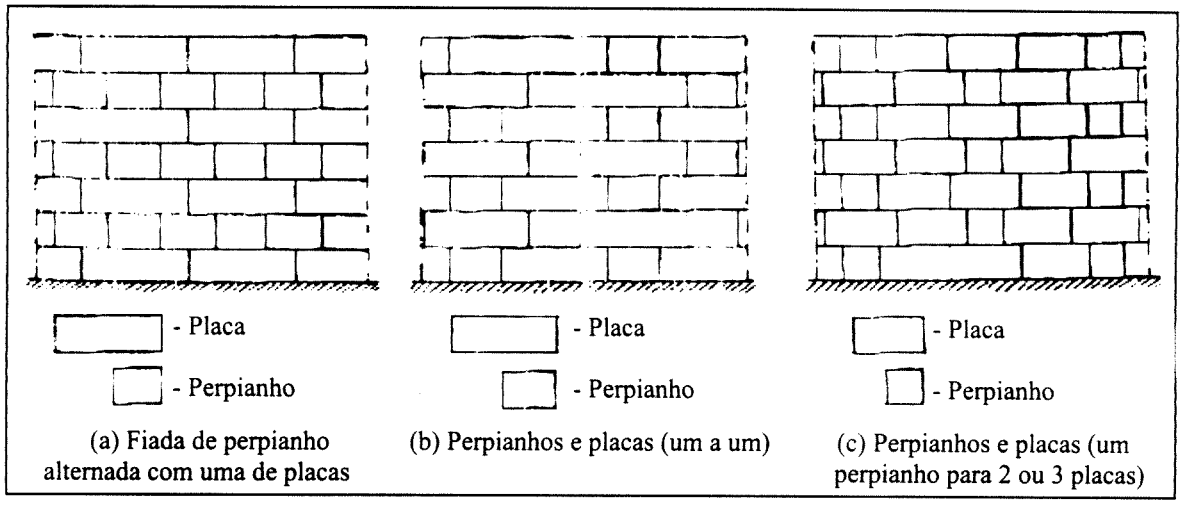


Fig. 2.21 – Variantes ao aparelho regular [12, 14]

As placas eram pedras com paramento à vista, mas de cauda inferior à espessura da parede.

O aparelho *opus pseudisomum*, fig. 2.22, era executado alternando fiadas altas com fiadas baixas, as quais eram compostas por pedras de comprimento constante. Este aparelho apresentava a vantagem de permitir o emprego de pedras de altura diferente, tornando-se mais económico uma vez que evitava desperdícios. Também neste caso existiam variantes, como ilustrado na fig. 2.22.

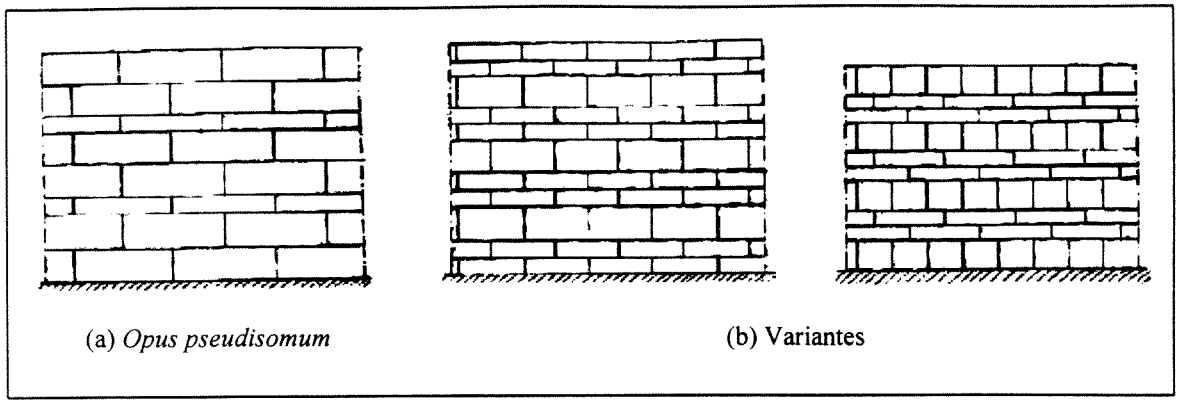


Fig. 2.22 – Aparelho *opus pseudisomum* e variantes [12, 14]

O exposto relativamente ao aparelho de paredes em cantaria aplicava-se também às paredes mistas executadas com alvenaria ordinária com forro de cantaria. O forro era constituído por placas de pedra ou lajes, de pequena espessura, 8 a 20 cm, fig. 2.23.

As lajes eram geralmente ligadas entre si e a alvenaria das paredes por intermédio de gatos e argamassa.

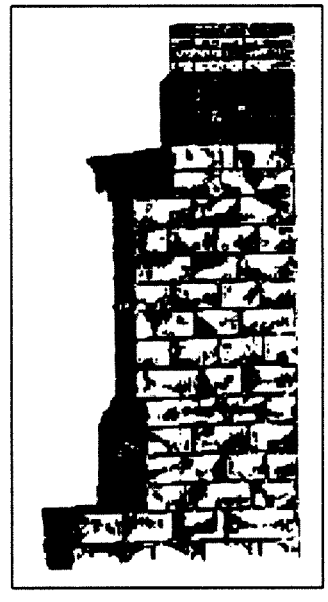


Fig. 2.23 – Forro de cantaria aplicado num muro misto [12, 14]

Em paredes sujeitas a acções horizontais, oblíquas, ou a choques violentos, como é o caso de paredões de cais marítimos ou faróis usava-se o aparelho *de juntas recortadas*, fig. 2.24, no qual cada pedra ficava travada pelas outras.

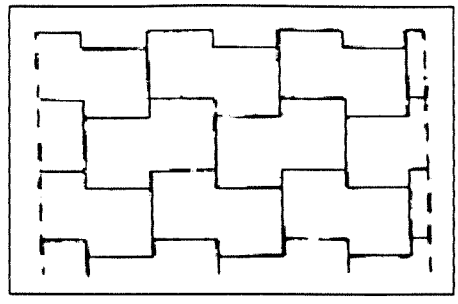


Fig. 2.24 – Aparelho de juntas recortadas [12, 14]

A rigidez do aparelho podia ser incrementada ligando as pedras entre si através de gatos de ferro galvanizado, chumbados ou cimentados.

c) Elevação das pedras

O meio mais utilizado usualmente para elevar as pedras de cantaria, durante a fase de construção das paredes, consistia em ligá-las com uma corda, tendo o cuidado de colocar de permeio estopa, pedaços de pano ou palmetas de madeira, para se evitar a degradação das arestas ou o corte da corda. A fig. 2.25 *A* indica esta disposição.

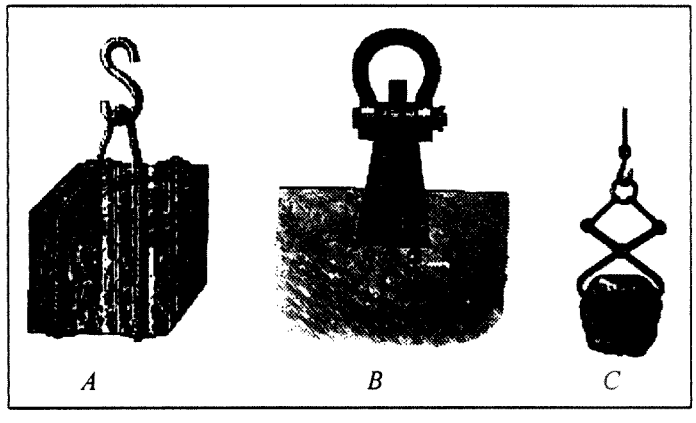


Fig. 2.25 – Métodos para elevar a cantaria, [14, 16]:
A – estropo para ligar e elevar cantaria;
B – ferro de luva;
C – tesoura

Em obras mais importantes empregava-se com frequência o *ferro de luva*, fig. 2.25 *B*.

Neste caso era preciso escavar na pedra uma cavidade trapezoidal, cujas dimensões se regulavam pelas do ferro de luva, onde entravam as garras *g* deste; a cunha *c* era metida entre

as garras. Havia ainda outros tipos de ferro de luva, sendo alguns deles adequados a trabalhos que envolvessem pedras debaixo de água.

Para pedras irregulares existiam as *tesouras* ou *tenazes*, fig. 2.25 *C*.

d) Ligação das pedras entre si

A argamassa muitas vezes não era suficiente para tornar solidárias entre si as diferentes pedras de cantaria que faziam parte de uma construção, assim recorria-se com alguma frequência à utilização de *cavilhas* e de *gatos*. Também se executavam entalhes nas próprias pedras para melhor as travar.

As cavilhas podiam ser de pedra ou metálicas, sendo as de pedra geralmente da própria pedra que se pretendia ligar: numa deixava-se uma parte saliente, fig. 2.26, de secção quadrada em geral, entrando de *respiga* ou *mecha* previamente aberta na outra pedra. As juntas das pedras assim assentes eram posteriormente cheias com chumbo derretido, cimento em calda, enxofre em fusão ou gesso amassado com água.

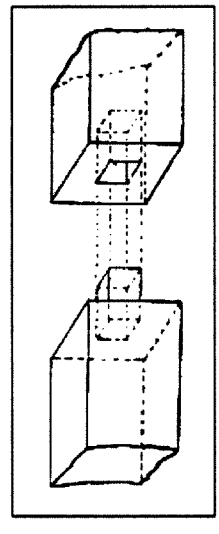


Fig. 2.26 – Ligação de pedras por intermédio de cavilhas [12, 14]

Este tipo de cavilhas era usado principalmente em pilares, ombreiras, e em todas as pedras sobrepostas, enquanto os grampos e os gatos se utilizavam em pedras justapostas.

No capeamento de muros inclinados e em casos similares usavam-se por vezes cavilhas ou *tacos* de pedra em forma de *malhête* ou *cauda de andorinha*, fig. 2.27.

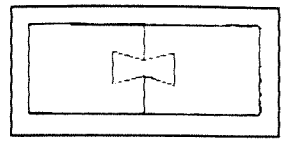


Fig. 2.27 – Ligação através de taco de pedra [12, 14]

Estas cavilhas podiam ser de bronze, cobre ou ferro, sendo as primeiras as preferidas. Tinham a forma de um espigão mais ou menos comprido de secção quadrada, fig. 2.28, chumbado nas duas pedras que se pretendiam ligar. Devido ao facto do ferro ser extremamente barato era muito utilizado, no entanto por oxidar com muita facilidade e originar um aumento de volume produzido pela ferrugem, provocava frequentemente a fractura da pedra onde era usado.

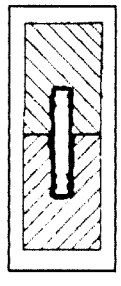


Fig. 2.28 – Ligação por meio de cavilha metálica [12, 14]

Evitava-se este inconveniente aplicando cavilhas e gatos completamente galvanizados ou apenas pintados a tinta de óleo que os protegesse dos efeitos da humidade.

Um tipo de cavilha de metal é apresentado na fig. 2.29. Abertas as mechas nas pedras, que em planta são *sutalhadas*, isto é, têm a forma de cauda de andorinha, vazava-se chumbo em fusão preenchendo toda a cavidade de modo a tornar as pedras solidárias.

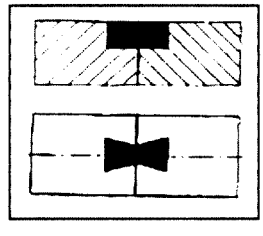


Fig. 2.29 – Cavilha de metal em malhête [12, 14]

Contudo obtinham-se melhores resultados executando as mechas sutalhadas tanto em planta como em alçado, fig. 2.30. Neste caso abria-se um estreito canal circular que comunicava com os *sobreleitos* a partir do qual se vazava o chumbo até preencher toda a cavidade.

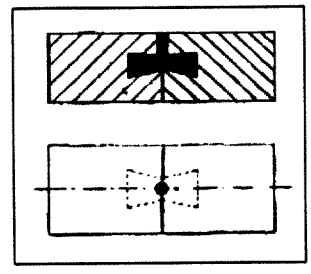


Fig. 2.30 – Cavilha de metal em malhête oculta [12, 14]

O chumbo ao arrefecer contrai-se, deixando vazios e por isso não era dos melhores materiais para este fim. O cimento e o enxofre a que, com alguma vantagem se podia adicionar areia fina ou pó de pedra em pequena quantidade, eram materiais preferíveis para preencher as mechas abertas nas pedras.

Quando se pretendia usar gatos, era necessário abrir previamente nas pedras a cavidade em que estas peças haviam de penetrar, como indica a fig. 2.31 *A* e *B*. A fixação do metal à pedra executava-se utilizando chumbo, gesso, enxofre ou asfalto.

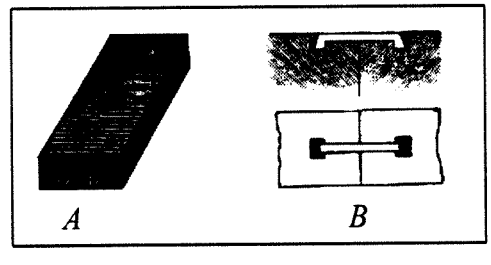


Fig. 2.31 – Gato para cantaria [16]

Para gatear pedras entre si utilizavam-se diversos tipos de gatos, o chamado gato vulgar está representado na fig. 2.31.

Em pedras a ser gateadas em paramentos verticais era preciso fazer um espécie de concha, em volta do gato para se poder vazar o chumbo em fusão, fig. 2.32. Em caso algum se podia

chumbar com a pedra húmida uma vez que o vapor de água libertado pelo contacto do chumbo derretido prejudicava a execução do trabalho.

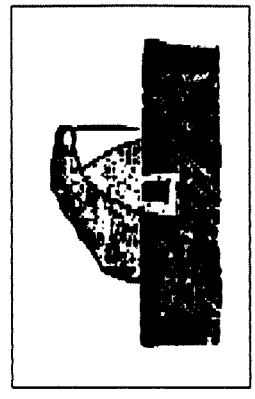


Fig. 2.32 – Gateamento em parede vertical [12, 14]

Na fig. 2.33 mostra-se o *gato de botão*, que tinha de um lado uma unha virada e do outro um pequeno engrossamento que podia ser redondo. Este gato era usado para ligar a parte superior da pedra à face lateral de outra, como por exemplo na ligação do *enxilhar* à ombreira. O enxilhar ou *silhar* constituía uma pedra aparelhada em forma de prisma rectangular quando aplicada em paredes ou muros, ou com a forma mais ou menos regular das aduelas se aplicada em abóbadas; o seu aparelho não era muito cuidado e as suas dimensões muito variáveis.

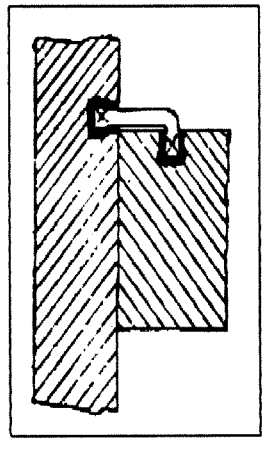


Fig. 2.33 – Gato de botão [12, 14]

Quando era necessário gatear pedras de modo a que o gato tivesse de ficar à vista empregava-se o gato sem unhas, denominada gato de malhête, fig. 2.34. Tratava-se de uma

chapa ou barra grossa, geralmente em bronze, que apresentava um estrangulamento na sua parte intermédia.

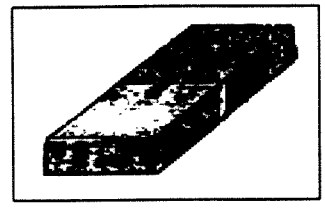


Fig. 2.34 – Gato de malhête [12, 14]

A ligação da cantaria à alvenaria era executada por meio de *gatos de unha rachada* ou de cauda de andorinha, fig. 2.35. Num dos lados possuía uma unha revirada e no outro extremo, de comprimento variável, era direito e terminava em ponta espalmada, rachada a meio de maneira a imitar uma cauda de andorinha.

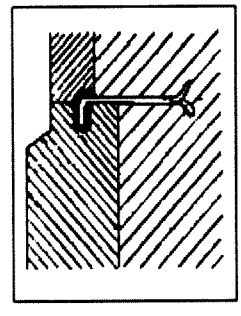


Fig. 2.35 – Gato de unha rachada [12, 14]

Como vimos os gatos podiam ter diversas formas, dependendo das circunstâncias em que eram aplicados. Assim existia ainda um gato para ligar três pedras que era composto por dois ramos em ângulo recto, apresentando o chumbadouro no vértice num plano perpendicular aos dois lados do ângulo, fig. 2.36.

Outra forma de ligar ou travar pedras entre si, ainda que só usado em casos especiais, consistia em cortá-las ou entalhá-las de um modo similar à madeira. A seguir indicam-se algumas dessas formas.

Na fig. 2.37 (a) mostram-se pedras cortadas em duplo ângulo recto enquanto em (b) da mesma fig. esses ângulos são agudos. Este último tipo de ligação aplicava-se, por exemplo nas pedras das balaustradas.

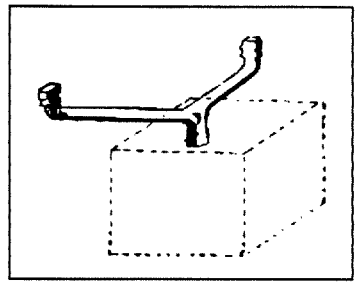


Fig. 2.36 – Gato para ligar três pedras [12, 14]

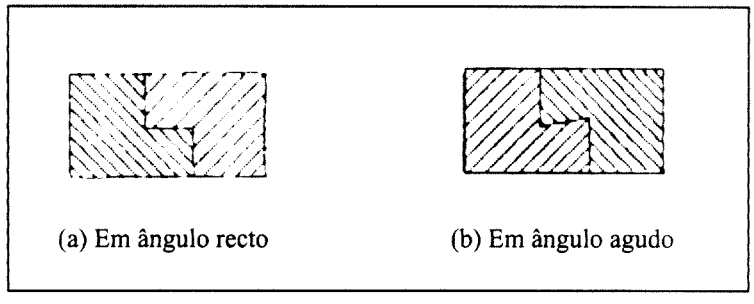


Fig. 2. 37 – Ligação de pedras através de entalhe [12, 14]

Em escadarias de pedra era corrente utilizar as ligações representadas na fig. 2.38, sendo a ligação mais usual a indicada em (a).

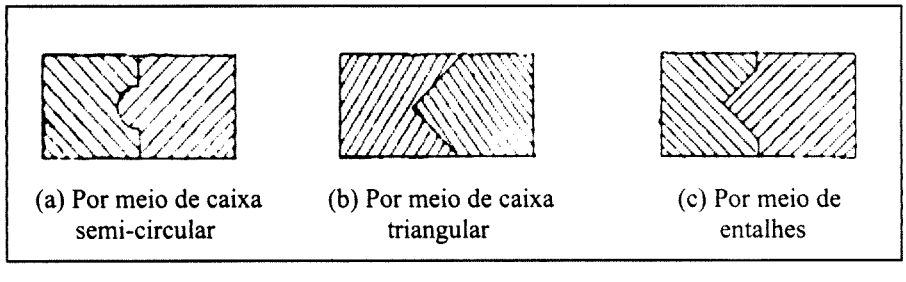


Fig. 2.38 – Ligações utilizadas em escadarias de pedra [12, 14]

Na ligação representada na fig. 2.39 preenchiam-se as cavidades triangulares abertas em cada uma das pedras com um taco de pedra de igual secção ou então, e mais usualmente, com calda de cimento.

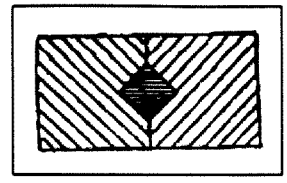


Fig. 2.39 – Ligação com taco de pedra ou cimento, [12, 14]

Quando se pretendia ligar duas fiadas de pedras perpendiculares entre si, recorria-se aos malhêtes representados na fig. 2.40, como no caso de *faixas*, *lajedos*, capeamentos de paredes inclinadas e outros.

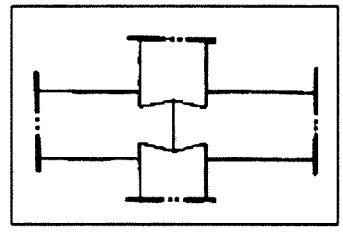


Fig. 2.40 – Ligação de pedras em ângulo recto [12, 14]

e) Cunhais e cadeias de cantaria

Os cunhais das paredes de cantaria ou de alvenaria eram muitas vezes construídos com pedra aparelhada, podendo ter ambos os paramentos a mesma largura, fig. 2.41, ou fazer *alhetas*, fig. 2.42.

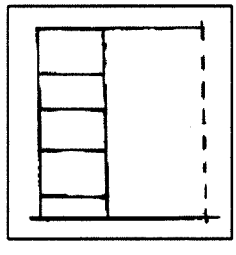


Fig. 2.41 – Cunhal de cantaria com os paramentos da mesma largura [12, 14]

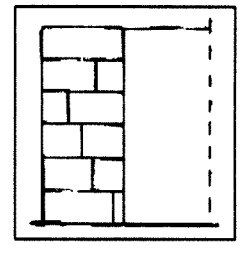


Fig. 2.42 – Cunhal de cantaria em alhetas [12, 14]

Nas figs. 2.43 e 2.44 representa-se o mesmo cunhal de alhetas, enquanto as figs. 2.45 e 2.46 mostram outro tipo de cunhal de alhetas diferente.

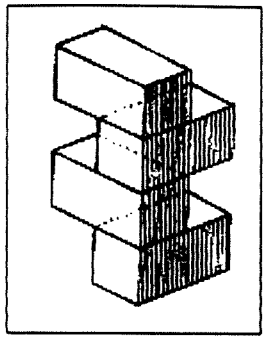


Fig. 2.43 – Cunhal em alhetas com pedras de forma paralelipipédica [12, 14]

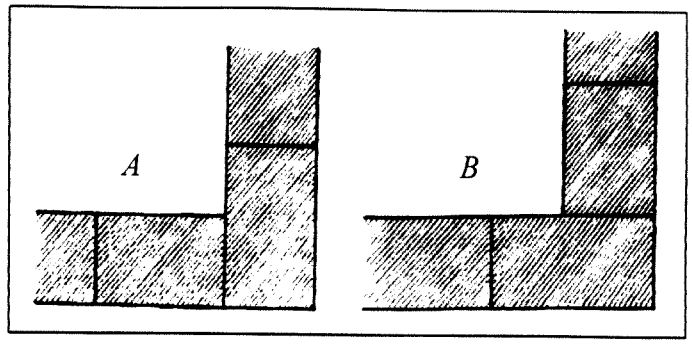


Fig. 2.44 – Duas fiadas consecutivas em planta, *A* e *B*, de um cunhal em alhetas com pedras de forma paralelipipédica [16]

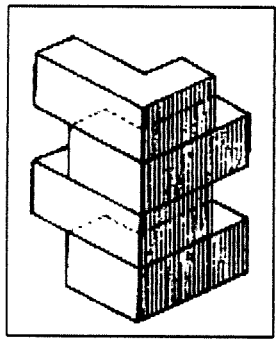


Fig. 2.45 – Cunhal em alhetas com pedras em forma de esquadro [12, 14]

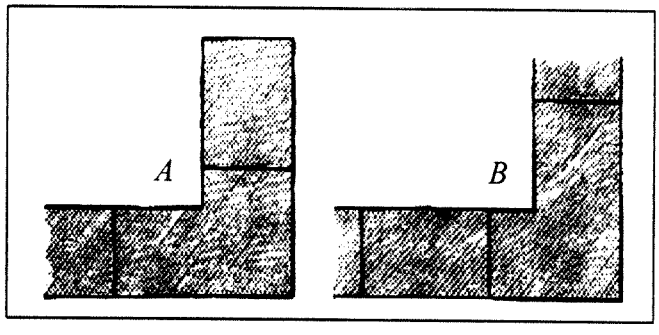


Fig. 2.46 – Duas fiadas consecutivas em planta, *A* e *B*, de um cunhal de alhetas com pedras em forma de esquadro [16]

Nas primeiras figs., 2.43 e 2.44, as pedras denominavam-se de *juntoiras* e eram constituídos por paralelipípedos de iguais dimensões, tanto em altura como em largura e comprimento. Este aparelho era também aplicável ao guarnecimento de vãos de portas e janelas.

As segundas figuras, 2.45 e 2.46, mostram uma disposição que torna as paredes mais sólidas, mas desperdiça mais pedra ao aparelhar.

Nos ângulos reentrantes, ou recantos, figs. 2.47 e 2.48, era de evitar que a aresta interior correspondesse com a junta horizontal para dificultar a penetração da humidade. Assim o segundo aparelho era preferível.

Era vulgar reforçar as paredes de alvenaria por *cadeias* verticais, ou fiadas de pedras aparelhadas denominadas *travadouras*, podendo adoptar qualquer das disposições indicadas nas figs. 2.49, 2.50 e 2.51.

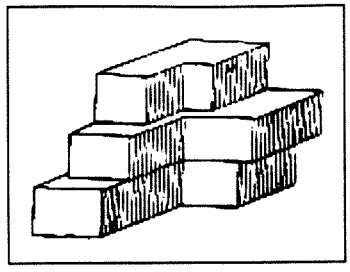


Fig. 2.47 – Recanto de cantaria, no qual a aresta interior coincidia com a junta [12, 14]

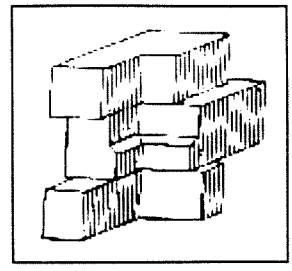


Fig. 2.48 – Recanto de cantaria em que a aresta interior era obtido na própria pedra [12, 14]

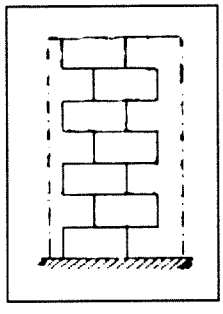


Fig. 2.49 – Cadeia em alhetas alternadas [12, 14]

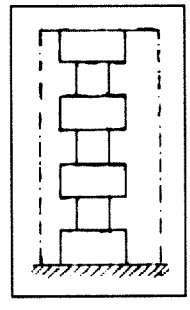


Fig. 2.50 – Cadeia em alhetas simétricas [12, 14]

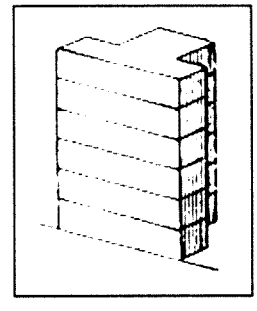


Fig. 2.51 – Cadeia de largura uniforme [12,14]

As *pilastras* constituíam pilares parcialmente embebidos nas paredes, tanto dos cunhais como das divisórias, faziam sempre sacada sobre o paramento das diversas paredes, podendo assumir vários aspectos, sendo o mais vulgar as constituídas por pedras de igual largura e altura.

f) Suportes isolados

Os suportes isolados a considerar, geralmente maciços de pedra, eram as colunas e os pilares. As primeiras tinham a forma circular enquanto os segundos eram, regra geral rectangulares.

O emprego das colunas de pedra era quase exclusivamente como elemento decorativo das fachadas. As pilastras eram igualmente um bom auxiliar de decoração dos edifícios.

As colunas surgiram como o elemento essencial da arquitectura clássica e formavam-se sempre de *base*, *fuste* e *capitel*, mais ou menos decorados segundo a arquitectura a que diziam respeito. Não eram geralmente monolíticas, mas compostas pelo menos de três pedras correspondendo às divisões indicadas. Quando o fuste atingia grande altura decompunha-se em secções, por ser dispendioso fazê-lo de uma só pedra.

O pilar de secção quadrada, fig. 2.52 *A*, podia apresentar o aspecto de arestas cortadas como se vê em *B*, ou ter mesmo a forma octogonal, *C*. Podia ainda ter uma secção cruciforme, *D*, derivada da arquitectura gótica, com diversas variantes *E*, *F* e *G*. Serviam então geralmente de apoio a arcos e abóbadas.

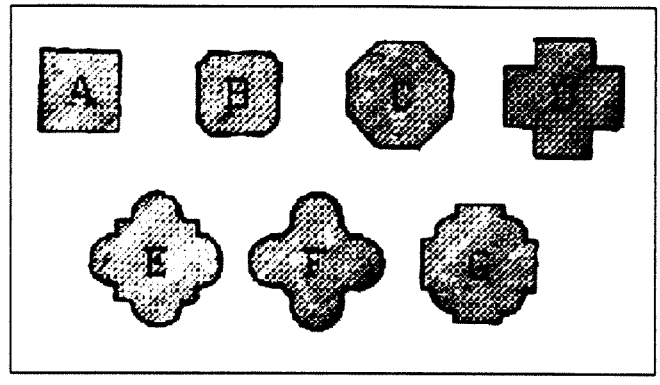


Fig. 2.52 - Secções típicas de pilares de cantaria [12, 14]

Este elementos quando sujeitos a grande pressão não deviam ter as juntas apertadas a fim de evitar o esmagamento das arestas. Para que tal não sucedesse interpunha-se chumbo em chapa entre as pedras para melhor distribuir a carga, uma vez que o referido metal preenchia totalmente os interstícios das pedras.

g) Decoração da cantaria das paredes

O tipo de acabamento da pedra e a forma como se acentuavam as juntas concorriam para a sua boa aparência. As juntas de pedra bem acentuadas davam à parede de cantaria um aspecto de robustez, por outro lado as juntas imperceptíveis, conferindo um aspecto monolítico à parede, tornavam o exterior frio, monótono e sem vida.

A combinação de pedras de vários tamanhos concorria igualmente para a decoração das paredes.

Os paramentos de pedra nem sempre eram finamente trabalhados, era contudo essencial fazer-lhes um contorno a cinzel, ou golpe de aresta, fig. 2.53, de 3 a 4 cm de largura para facilitar o acerto e, ao mesmo tempo, fazer destacar o aparelho mais grosseiro da parte central, mais ou menos saliente, formando o *almofadado*.

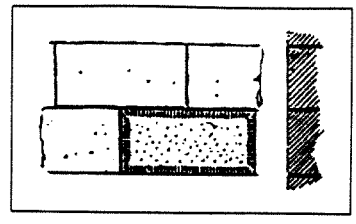


Fig. 2.53 – Golpe de aresta [12, 14]

Outras vezes a parte central das paredes era constituída por molduras reentrantes, denominadas *apainelados*.

Na fig. 2.54 mostra-se uma parede de cantaria de aparelho regular com as juntas *refendidas*, quer dizer, o paramento das pedras é contornado por um canal rectangular, podendo em alguns casos ser triangular.

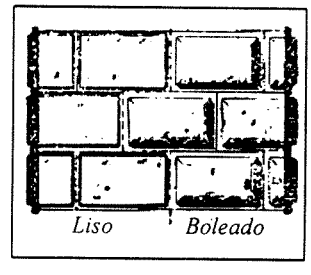


Fig. 2.54 – Almofadados liso e boleado [12, 14]

Havia situações em que estes canais não coincidiam com as juntas mas eram abertos na própria pedra, fig. 2.55.

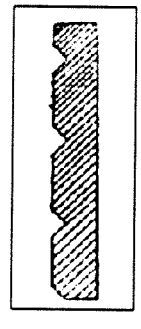


Fig. 2.55 – Forro com refendido imitado [12, 14]

Por razões económicas e para evitar a penetração da água pelas juntas, fazia-se o refendido apenas numa das arestas do paramento das pedras, fig. 2.56, ocultando perfeitamente as juntas.

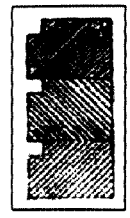


Fig. 2.56 – Cantaria refendida em apenas uma das arestas [12, 14]

Nas figs. 2.57 a 2.60 apresentam-se alguns exemplos de *almofadados* e *apainelados*.

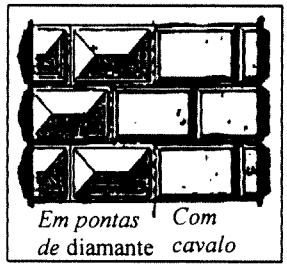


Fig. 2.57 – Almofadados em ponta de diamante e com cavalo [12,14]

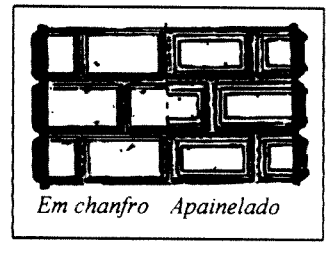


Fig. 2.58 – Almofadado em chanfro e apainelado [12, 14]

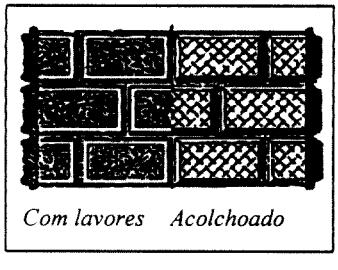


Fig. 2.59 – Almofadados com lavores e acolchoado [12, 14]

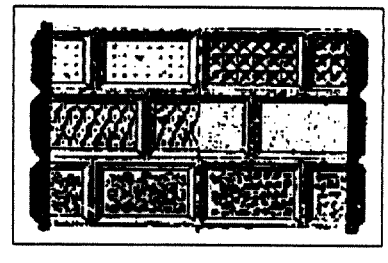


Fig. 2.60 – Almofadados lavrados [12, 14]

O *refechamento* das juntas era executado à medida que a construção ia progredindo. As juntas das pedras de cantaria rasavam normalmente o paramento da parede, sobretudo se as pedras eram macias e susceptíveis de lascarem ou fissurarem. As juntas *em meia cana* fig. 2.61 *A*, e as juntas *de cordão*, fig. 2.61 *B*, eram aplicáveis às pedras duras. Esta última disposição resistia muito bem às intempéries.

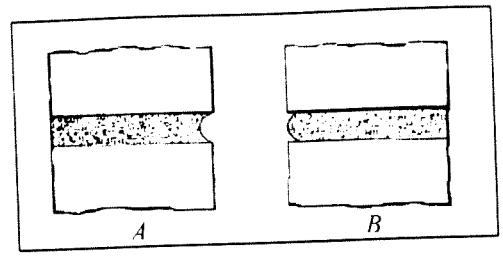


Fig. 2.61 – Juntas em meia cana e de cordão [16]

2.5.2.3 Paredes mistas de alvenaria e cantaria

a) Generalidades

A pedra geralmente empregue em alvenaria corrente era de pequenas dimensões e não ultrapassava 40 kg de peso; mais ou menos desbastada e talhada, podia ocupar qualquer lugar na obra.

Esta pedra tanto era utilizada na execução de paredes de fachada como na de paredes de empena e de paredes divisórias quer na cave, quer em elevação. Era frequentemente utilizada nas paredes da cave e de empena dos edifícios construídos com pedra de cantaria.

Na cave, a parede tinha geralmente de 50 a 60 cm de espessura acabada.

As paredes de empena deviam ter 50 cm de espessura, as paredes de fachada e as paredes divisórias de 40 a 50 cm, excepcionalmente 35 cm.

A pedra de alvenaria à vista podia ser aparelhada de numerosas maneiras, fig. 2.62.

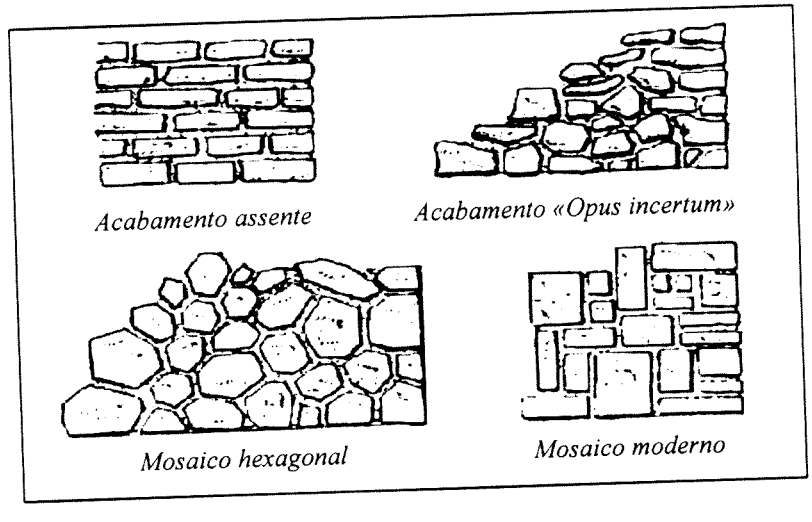


Fig. 2.62 – Vários modos de aparelhar alvenaria de pedra à vista [15]

Era muito vulgar a construção de *paredes mistas* de cantaria e alvenaria, dispondo-se aquela nos pontos mais sujeitos a choques e a maior carga, onde portanto a resistência devia ser maior. Outras vezes, a cantaria era principalmente aplicada para adorno das paredes de alvenaria.

Aplicada como simples revestimento, a pedra de cantaria tomava o nome de *pedra de forro*, com uma espessura da ordem de 8 a 10 cm. O revestimento executava-se ao mesmo tempo que se construía a parede e cada pedra era fixada por meio de argamassa, e por peças de ferro não visíveis do exterior.

A cantaria era frequentemente aplicada nos cunhais, fig. 2.63, a fim de se obter melhor travamento das paredes, formando o que se chamava uma *cadeia de ângulo*. As pedras aplicadas nestas condições deviam ter pelo menos 60 cm de comprimento.

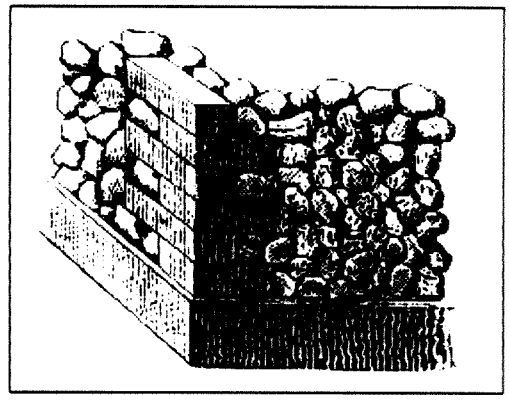


Fig. 2.63 – Cantaria aplicada nos cunhais [14,16]

As cadeias eram ainda usadas nas faces das paredes, como representa a fig. 2.64, em paredes muito extensas.

Também se construíam, às vezes, *cadeias horizontais*, como *ab*, fig. 2.65. Estas cadeias tinham a vantagem de regularizar as fiadas a espaços, evitando que tivessem assentamentos diferenciais. A cadeia horizontal fazia normalmente uma saliência sobre o paramento da parede.

As alvenarias mistas tinham o inconveniente de dar origem a assentamentos diferenciais, porque nos pontos em que se aplicava a cantaria era menor a quantidade de argamassa necessária à ligação das pedras.

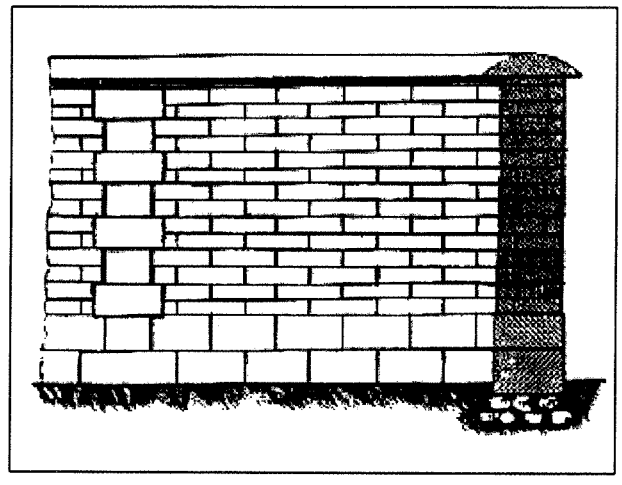


Fig. 2.64 – Cadeia aplicada na face de uma parede muito extensa [14, 16]

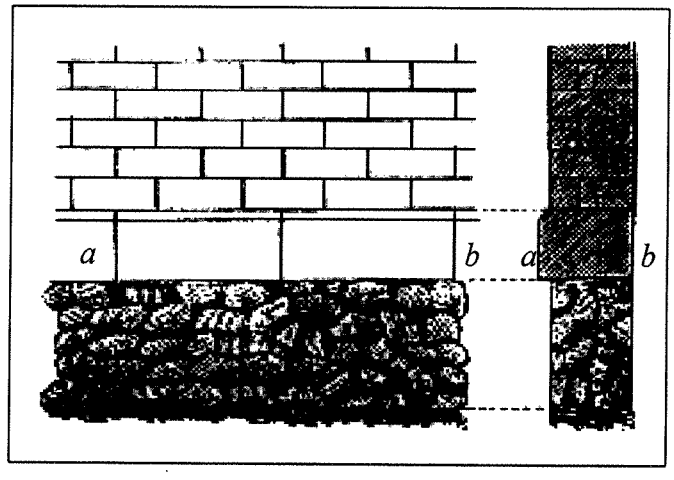


Fig. 2.65 – Cadeia horizontal [14, 16]

As pilastras e respectivos socos constituíam um revestimento com pedras de espessura igual ou superior a 15 cm, convenientemente gateadas. Os socos eram acompanhados, do lado exterior das paredes, de uma sapata de 2 a 3 cm.

Era também corrente a construção de paredes mistas de alvenaria de pedra e tijolo, aplicando-se este nas guarnições dos vãos, nas cadeias verticais e horizontais, em revestimentos, etc., figs. 2.66 e 2.67. A fig. 2.68 representa a disposição dos tijolos constituindo uma cadeia de ângulo.

Fig. 2.66 – Tijolo aplicado na guarnição dos vãos

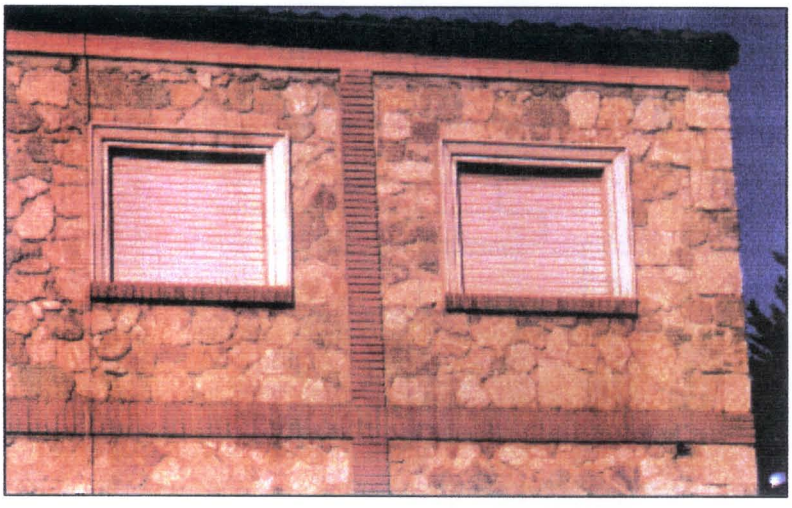


Fig. 2.67 – Tijolo utilizado nas cadeias verticais e horizontais

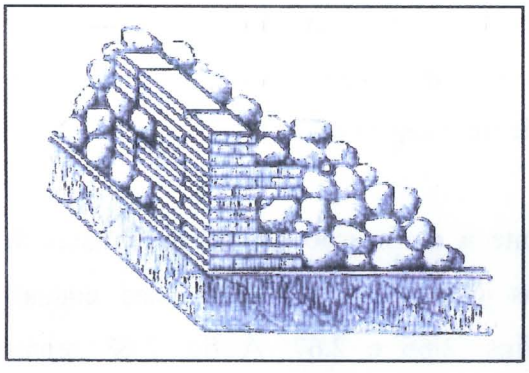


Fig. 2.68 – Disposição dos tijolos numa cadeia de ângulo [14,16]

As paredes mistas de alvenaria e madeira eram vulgares em algumas construções, fig. 2.69, como já foi referido relativamente à reconstrução pombalina.

Fig. 2.69 – Parede mista de alvenaria e madeira

2.5.2.4 Paredes de alvenaria ordinária e alvenaria de pedra seca

a) Alvenaria ordinária

A alvenaria ordinária era semelhante à aparelhada, mas exigia menor cuidado de execução, tornando-a mais fácil e rápida. Em paredes de alvenaria ordinária de muito pequena espessura, inferior a 30 cm, usavam-se por vezes taipais de madeira que limitavam os paramentos da parede e entre os quais se ia despejando a argamassa e pedra de pequenas dimensões. Este processo, análogo ao da construção da taipa, não era no entanto recomendável, por serem as paredes assim construídas de duvidosa solidez.

A utilização deste tipo de alvenaria obrigava sempre à execução de reboco.

b) Alvenaria de pedra seca

A alvenaria de pedra seca ou alvenaria *insôssa* era muito usada nos muros de vedação de propriedades rurais, porém havia regiões do nosso país, como o Alto Minho, grande parte de Trás-os-Montes e das Beiras, nas quais a cal era rara, fazendo com que as paredes das casas também fossem construídas com pedra seca.

Além desta utilização a alvenaria de pedra seca era também empregada em enrocamentos, muros de suporte e nos empedrados que consolidavam os taludes de trincheiras, diques e aterros das estradas e linhas férreas, protegendo-os contra os desmoronamentos. Na fig. 2.70 podem ver-se duas fiadas consecutivas de pedra seca.

As paredes de pedra seca tinham geralmente altura limitada, chegando porém nas regiões referidas a atingir dois pavimentos, andar térreo e *sobrado*. A sua espessura nunca era inferior a 60 ou 80 cm.

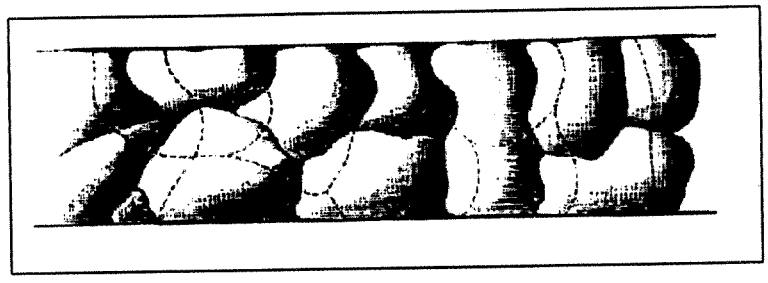


Fig. 2.70 – Disposição de duas fiadas de pedra consecutivas num muro de pedra seca [14, 16]

Os muros de vedação tinham uma espessura entre 30 e 50 cm e a sua altura ultrapassava geralmente os 2,0 m, sendo a sua construção caracterizada por empregar pedras de menores dimensões. Muitas vezes estes muros eram coroados por um espigão, ou um chapéu pontiagudo, assente em argamassa que conferia alguma protecção ao muro em relação às chuvas.

A espessura dos muros de pedra seca era aumentada de ¼ da espessura de qualquer muro de alvenaria ordinária, da mesma altura e colocado em circunstâncias idênticas.

2.5.2.5. Paredes de tijolos

a) Generalidades

Em certas regiões privadas de pedra, o tijolo estava na base de toda a construção, e há cidades inteiras assim construídas na Holanda, na Bélgica e no Sul de França (Toulouse, Montauban).

No final do século passado subsistia o conceito de que as paredes de tijolo podiam, em igualdade de circunstâncias, ser menos espessas que as de pedra, não só porque a horizontalidade dos seus leitos e a sua regular sobreposição lhes davam maior resistência, como também por ser mais fraca a sua condutibilidade térmica. Uma espessura de 35 a 38 cm numa parede de tijolo correspondia aproximadamente a 50 cm numa parede de alvenaria ordinária [16]. No entanto este conceito viria a ser contrariada mais tarde, devido ao progressivo aumento da furação dos tijolos, como se indica em 2.5.4.

A construção destas paredes subordinava-se às seguintes regras [16]:

- os tijolos deviam ser mergulhados na água durante alguns segundos, não se assentando fiada alguma sem que a precedente tivesse sido humedecida; esta precaução evitava que os tijolos absorvessem a água das argamassas, alterando a consistência destas;
- a argamassa, menos consistente do que a de outras alvenarias, estendia-se em camada mais espessa do que o necessário, para que pela compressão dos tijolos, refluísse de todos os lados; a espessura das juntas era normalmente de 1 cm e estas deviam ficar bem vedadas;
- devia-se evitar que de qualquer modo houvesse continuidade de juntas verticais nas fiadas consecutivas, tanto no interior das paredes como nos paramentos;
- os tijolos eram dispostos alternadamente nas fiadas, uns segundo o comprimento, outros segundo a largura, de modo a travarem bem;
- emprego, quando possível, de tijolos inteiros, e a sobreposição ou recobrimento dos tijolos de uma para outra fiada não devia ser inferior a meia largura ou a meio comprimento de um tijolo;

Hoje, cem anos passados sobre a publicação destas recomendações, mantém-se a sua validade.

O tijolo maciço era utilizado em todas as categorias de paredes resistentes, em fundação e em elevação. Utilizava-se na execução de paredes cuja espessura bruta variava entre 22 e 45 cm. Nos edifícios correntes, os dois ou três pisos superiores eram de 22 cm, os três pisos seguintes de 33 cm e os pisos inferiores de 45 cm.

Na cave empregava-se o tijolo normal e a argamassa bastarda, protegido por um revestimento vertical estanque e em elevação o tijolo podia ou não ficar à vista.

O início da construção das paredes de tijolo dava-se sempre pelos ângulos das paredes e pelas ombreiras das portas e janelas.

Para garantir assentamentos uniformes, construíam-se simultaneamente os panos interiores e exteriores. No caso de uma parede de tijolo se encontrar com uma de alvenaria ordinária, devia-se torná-los independentes um do outro desde os alicerces, evitando-se assim assentamentos diferenciais. Nos trabalhos de ampliação de paredes, a alvenaria nova devia simplesmente escorar a antiga.

A espessura das paredes de fachada de tijolo variava segundo o número de pisos do edifício e também com as dimensões das suas divisões interiores. A das paredes divisórias dependia, além do referido, do número dessas paredes e da distância que as separava. A espessura dos tabiques era tanto maior quanto maiores eram as divisões por eles formadas.

As paredes de empena tinham a espessura das de fachada se suportavam carga, caso contrário, a espessura diminuía geralmente de meio tijolo de um piso para o outro e não tinha no último piso menos de vez e meia.

Em geral, a espessura das paredes de tijolo reduzia-se de meio tijolo de um piso para outro, não sendo normalmente inferior a vez e meia no piso superior.

Quando as divisões eram pequenas podia manter-se a mesma espessura em dois pisos consecutivos intermédios.

No piso superior, enquanto os frontais tinham espessura superior a uma vez de tijolo, nos tabiques bastava meia vez. Estas espessuras eram às vezes constantes em dois e três pisos sucessivos.

A solidez dos edifícios crescia ligando as paredes exteriores sobre as quais assentava o vigamento dos sobrados por meio de *ferrolhos*, fig. 2.71, que pela chapa *a* se pregavam em uma das duas faces laterais ou na face superior das vigas, e em cujo olhal *o* entrava a chaveta *c*, que, ou ficava metida na espessura da alvenaria ou aparecia no paramento exterior. A unha *e* do ferrolho ficava embebida na peça sobre a qual este se pregava. A distância entre ferrolhos era de 3,0 a 4,5 m.

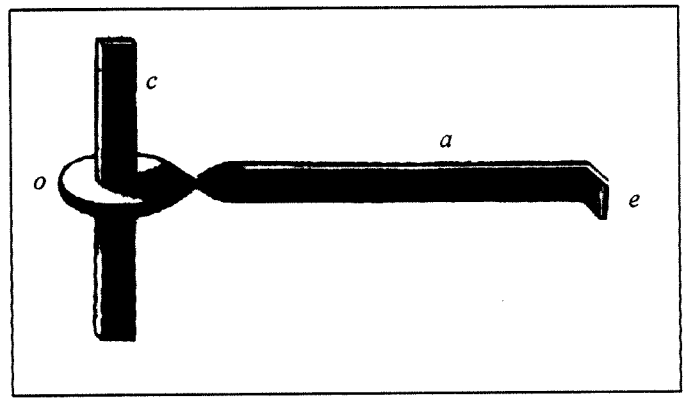


Fig. 2.71 – Ferrolho para ligação de paredes de tijolo [14, 16]

As paredes paralelas ao vigamento também podiam ser reforçadas através de ferrolhos, que, ou iam de uma parede à outra passando sobre as vigas, ou se fixavam nos *frechais*. Os

frechais eram vigas de madeira existentes ao longo das paredes perpendiculares ao vigamento dos sobrados sobre as quais assentava o referido vigamento.

b) O tijolo

Os operários usavam uma terminologia própria para designar as várias partes de um tijolo, fig. 2.72: a *face abcd* e a sua oposta, o *tardoz*; as *varas adef* e a sua oposta; os *topos cdeg* e o seu oposto.

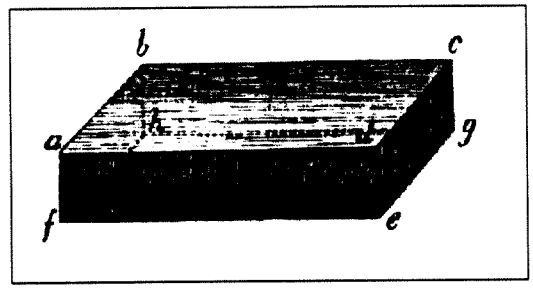


Fig. 2.72 – A face, o tardoz, as varas e os topos de um tijolo [16]

No final do séc. XIX estava já muito vulgarizado o emprego do tijolo furado ou tijolo oco que a fig. 2.73 representa, e que substituía com vantagem, em muitos casos, o tijolo maciço, conhecido entre os operários pelo nome *tijolo burro*.

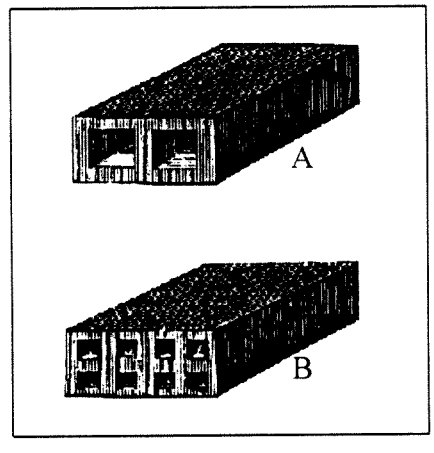


Fig. 2.73 – Tijolos furados ou ocos [14, 16]

O tijolo oco era menos resistente, mas em compensação além de ser mais leve, tinha também as vantagens de favorecer a secagem das paredes; de ter até certo ponto, melhor

desempenho acústico; de obstar à propagação da humidade e de ter melhor comportamento térmico.

Havia diversos tipos destes tijolos, quer relativamente às dimensões, quer ao número e grandeza dos canais que os atravessavam. Os de canais estreitos eram os preferidos, não só por serem mais leves para uma dada resistência, mas também porque não admitiam interiormente senão pequenas porções de argamassa, tornando-se mais económicos.

Sabia-se já nessa altura que os tijolos ocos eram mais resistentes no sentido da furação do que no sentido transversal.

Além destes tijolos, a indústria disponibilizava ainda: tijolo prensado, de acabamento muito perfeito e aplicável nas paredes de tijolo à vista e tijolo traçado ou cortado, que facilitava o desencontro das juntas nas diversas fiadas. Estavam também disponíveis os tijolos representados na fig. 2.74, conhecidos respectivamente pelos nomes de tijolo para *abobadilha*, *A*, tijolo *macho e fêmea*, *B*, e tijolo *curvo*, *C*.

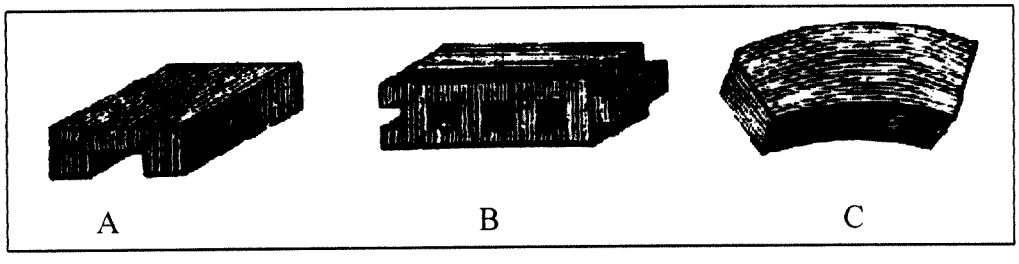


Fig. 2.74 – Tijolo para abobadilha, *A*, tijolo macho fêmea, *B* e tijolo curvo, *C* [16]

Misturando na argila, antes da formação da pasta, substâncias facilmente combustíveis, como pó de carvão, serradura de madeira, casca de árvore pulverizada, linho, etc., podiam obter-se *tijolos porosos*. A combustão dessas substâncias durante a cozedura dava lugar à formação de pequenos interstícios no interior dos tijolos, que deste modo se tornavam muito mais leves. Daqui pode perceber-se que o aligeiramento das estruturas através da constituição das unidades de alvenaria, apesar de ser um assunto actual, já antes do início do nosso século era equacionado.

Eram então aplicáveis na construção das abóbadas, sobretudo nos pisos superiores dos edifícios onde as cargas eram menores e por norma se dava menor espessura às paredes.

No Quadro 2.2 indicam-se as dimensões mais comuns dos tijolos de mais larga aplicação nas construções correntes em finais do séc. XIX [16].

Quadro 2.2 - Dimensões mais comuns dos tijolos usados nos finais do séc. XIX [16]

Designação	Comprimento (cm)	Largura (cm)	Espessura (cm)
Tijolo burro	23 ou 25	11 ou 12	6,5 ou 6
Tijolo oco	23 ou 25	11 ou 12	6,5 ou 6
Tijolo de alvenaria	28 ou 25	14 ou 11	3
Tijolo de alvenaria furado	28 ou 25	14 ou 11	3
Tijolo rebatido ou ladrilho quadrilongo	30 ou 23	15 ou 11	3 ou 3,5

As qualidades exigidas a um bom tijolo nessa altura eram as que se indicam a seguir e muitas delas ainda hoje se aplicam:

- homogeneidade em toda a massa, com ausência completa de fendas, cavidades e de quaisquer corpos estranhos;
- dureza suficiente para resistir a fortes cargas;
- regularidade de formas e uniformidade de dimensões, para que as juntas fossem de espessura igual e uniforme;
- fractura de grão fino e compacto, de cor uniforme, sem manchas brancas que denunciassem a presença do calcário na argila;
- superfícies caneladas para facilidade da aderência com as argamassas e arestas vivas;
- som cheio e claro, quando percutido com um martelo;
- facilidade em se deixar cortar no tamanho preciso, quando se empregam nas alvenarias.

Além disso tinha-se também em atenção outros pormenores:

- a cor do tijolo de boa qualidade era geralmente vermelho-escuro; a cor amarelo-avermelhada, associada a um som surdo e fractura granulosa, era indício de um mau tijolo, que se quebrava facilmente e absorvia água com avidez, sendo tanto pior quanto mais pronunciada era essa absorção;
- o tijolo devia ser rejeitado quando, depois de imerso, o acréscimo do seu peso era superior a 1/15 do seu peso quando seco;
- se o tijolo não absorvesse água, devia também ser rejeitado, porque estava demasiadamente cozido e não aderia às argamassas (fazer pega na terminologia tradicional);

- o tijolo geladiço, inaceitável nas construções em regiões frias, denunciava-se pela degradação que apresentava quando mergulhado cinco ou seis vezes numa solução saturada a frio de sulfato de soda, tendo o cuidado de deixar decorrer 24 horas de uma a outra imersão e ficando o tijolo suspenso durante esse tempo sobre o vaso em que a operação se efectuava.

Eram numerosos os trabalhos em que se aplicava o tijolo, quer maciço, quer furado. Assim, os tijolos de alvenaria com as dimensões indicadas no Quadro 2.2 eram frequentemente empregados na construção de:

- abóbadas;
- archetes;
- sobre-arcos que fechavam superiormente os vãos das paredes;
- cimalhas;
- *roscas de tijolo* (trabalho em que os tijolos eram postos de cutelo uns ao lado dos outros, justapondo-se pelas faces da mesma fiada; eram muito aplicadas na construção de archetes e sobre-arcos dos vãos das paredes, nas abóbadas, soleiras e degraus, etc.);
- panos de tijolo;
- *fornos*;
- alvenarias de tijolo formando paredes e outros maciços.

Os tijolos rebatidos de 3,3x16,5x2,5 cm^3, também denominados *ladrilhos* ou *tabiques*, eram aplicáveis em fornos e fornalhas e na construção de tectos. Os tijolos refractários destinavam-se à alvenaria refractária de fogões, fornos e fornalhas onde eram sujeitos a temperaturas muito elevadas.

Durante o séc. XX desenvolveram-se largamente os tipos de produtos em cerâmica para responder às crescentes necessidades dos construtores.

Os produtos ocos, tijolo oco, tijoleira, etc., tiveram um grande impulso devido à sua leveza e às suas propriedades isolantes, já atrás enunciadas.

Deste modo existiam no mercado na década de oitenta diversos produtos em cerâmica:

Tijolos maciços e perfurados

O tijolo maciço normal era fabricado em dimensões próximas de 7×11×22 cm^3. Como habitualmente era destinado a ser rebocado, as suas faces, arestas e grão eram muito grosseiros.

Por outro lado, o tijolo de face à vista devia apresentar faces e arestas regulares e uma cor uniforme. Como as faces à vista não podiam ser talhadas, os fabricantes punham no mercado tijolos de diversas formas: entalhes, cantos redondos, cantos chanfrados, meios-tijolos ou *arganazes*, fig. 2.75.

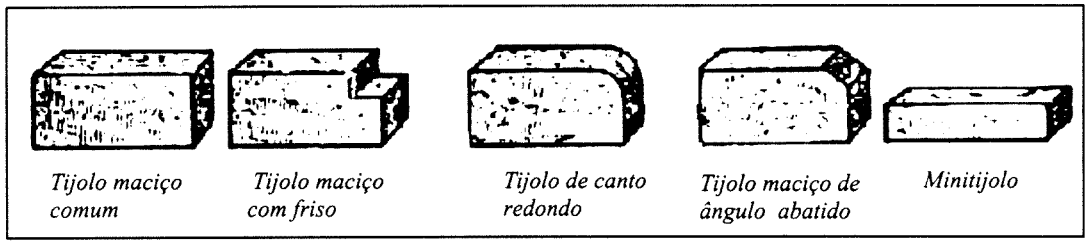


Fig. 2.75 – Tijolos maciços ou perfurados [15]

Os tijolos vulgares ou os tijolos para ficar à vista fabricavam-se igualmente em tijolos perfurados, quer dizer, atravessados por orifícios perpendiculares ao plano de assentamento, mas hoje em dia os mais divulgados são os tijolos de furação horizontal.

Tijolos furados

Nos tijolos furados, a furação era sempre paralela ao plano de assentamento, como ainda hoje acontece, e representava de 40 a 60% do volume total.

Existiam numerosos modelos, cujos principais tipos se indicam na fig. 2.76.

O tijolo de três furos, ou o tijolo de estucar, como era conhecido, de 4 a 5 cm de espessura, existia em 11×15 cm^2 ou em 15×30 cm^2. Era muito utilizado em regiões pobres em gesso, para executar tabiques delgados.

O tijolo de seis furos podia encontrar-se nas dimensões de 8×16×30 cm^3 e 11×16×30 cm^3, o tijolo de nove furos tinha 11×11×22 cm^3 e o tijolo com doze furos era de 15×20×40 cm^3 [15].

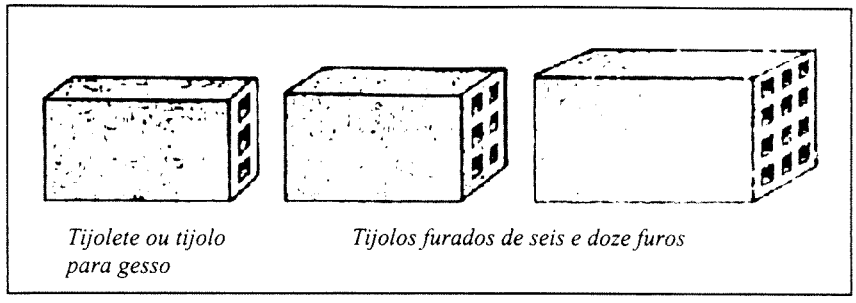


Fig. 2.76 – Tijolos furados [15]

As juntas representavam, tal como ainda hoje acontece, pontos fracos no enchimento de uma fachada executada com tijolos furados, tanto no que diz respeito à humidade como em relação à qualidade do isolamento térmico.

Para reduzir estes inconvenientes, algumas fábricas de tijolos lançaram no mercado tijolos furados cujo leito de assentamento estava dividido em duas ou mesmo três partes, aquilo a que hoje se chama o tijolo *duplex*, e cuja forma dos alvéolos era estudada com o objectivo de reduzir e equilibrar as transmissões de calor, fig 2.77.

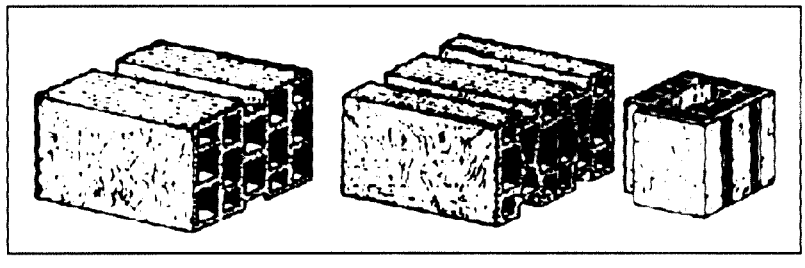


Fig. 2.77 – Tijolos furados com interrupção de junta [15]

Os tijolos correntes eram completados por elementos angulares e de enquadramento e, por vezes, por blocos de reforço destinados a locais sujeitos a maiores cargas, os quais continuariam a ter muita utilidade hoje em dia, mas são praticamente inexistente no nosso mercado.

O tijolo furado normal não devia ser utilizado em paredes resistentes de mais de um piso, no entanto produziam-se tijolos com interrupção de junta, de qualidade, que permitiam construir paredes resistentes com quatro ou mesmo cinco pisos.

Estes produtos deveriam então ser de fabrico controlado e ter uma resistência garantida pelo fabricante. A resistência à rotura era geralmente de 60 kg/cm^2 ou de 80 kg/cm^2, com uma tolerância de mais ou menos 15%, permitindo uma carga útil respectivamente de 6

kg/cm^2 (5,9 kN/m^2) e 8 kg/cm^2 (7,8 kN/m^2). Tratam-se de valores muito elevados se comparados com os que hoje existem, como se poderá ver no Capítulo 4.

Estes tijolos eram fabricados nas espessuras de 20, 22, 25, 28 e 30 cm.

Todavia, no caso de se utilizar tijolo em paredes resistentes, deveriam tomar-se algumas precauções:

- assegurar que o tijolo não fosse carregado de modo excessivo (6 kg/cm^2 para um tijolo classificado de 60 kg/cm^2 à compressão e 8 kg/cm^2 para um tijolo de 80 kg/cm^2);
- os pontos fracos da parede (vãos das janelas, topos, arestas) deviam ser executados com elementos especialmente fabricados para esse fim;
- os tijolos não deviam ser talhados por cortes sucessivos, como no tijolo furado, mas serrados com uma serra eléctrica;
- as juntas deviam ser bem guarnecidas, sendo a interrupção de junta obtida colocando uma vareta ou um tubo de borracha na ranhura prevista para esse efeito;
- uma vez executada, a parede não devia ser enfraquecida por roços importantes, como os habitualmente praticados para embeber tubos eléctricos, canalizações de água ou ligações diversas.

Tomando em consideração estas precauções, obtinham-se fachadas de parede de boa qualidade.

c) Tijoleiras e outras unidades especiais

A seguir apresentam-se as tijoleiras, as forras e as secções de condutas mais usadas nas décadas de 70 e 80.

Tijoleiras para chaminés

Eram tijoleiras de forro perfuradas, com cerca de 3 cm, rectangulares ou de canto redondo. Existiam também modelos de cutelo para a execução de chaminés de arco em semicírculo, fig. 2.78.

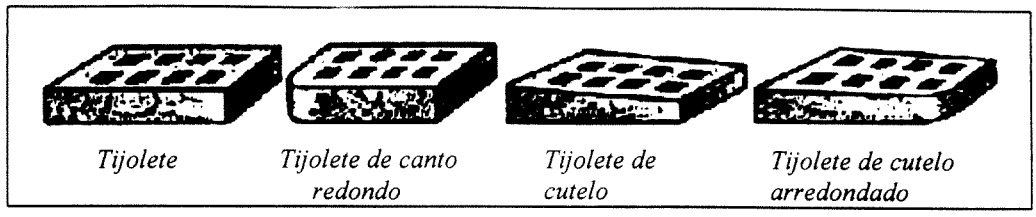


Fig. 2.78 – Tijoletes de chaminé [15]

Plaquetas de forro (ou forras)

As plaquetas de forro destinavam-se a revestir alvenarias normais. A sua espessura era de aproximadamente 2,5 a 3 cm e as suas dimensões podiam ser muito variáveis, contudo as mais correntes tinham sensivelmente as dimensões do tijolo maciço de 6×22 cm^2, fig. 2.79. Algumas tinham 14×32 cm^2 e mesmo 32×32 cm^2. Estes elementos teriam nos nossos dias alguma aplicação, como por exemplo na correcção de pontes térmicas.

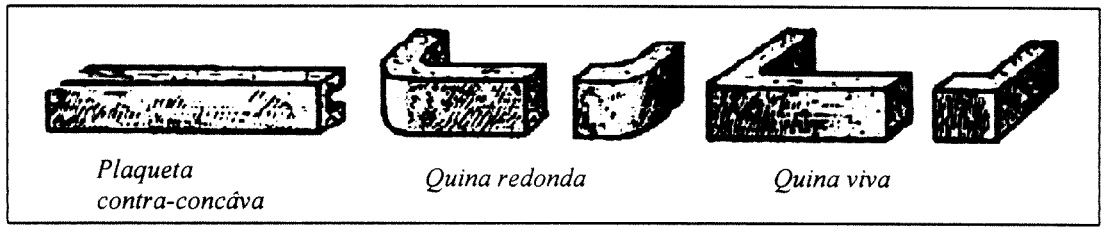


Fig. 2.79 – Plaquetas de paramento [15]

Tijoleira para pisos de betão armado

Estas tijoleiras destinavam-se a constituir uma cofragem perdida entre as vigotas do pavimento. Existiam vários modelos, dos quais os mais representativos se mostram na fig. 2.80.

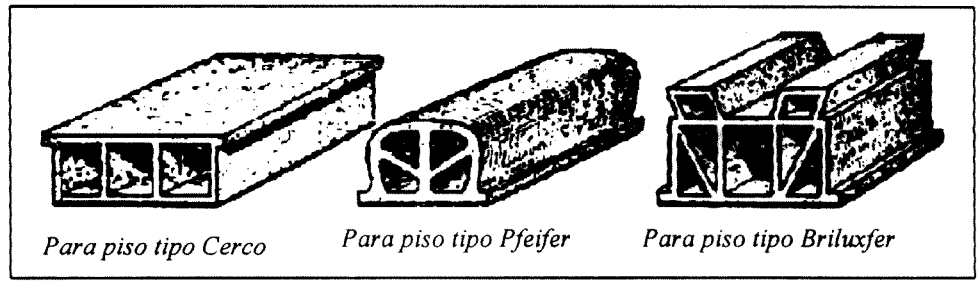


Fig. 2.80 – Tijoleira para pisos em betão armado [15]

Tijoleira para pisos de ferro

As mais utilizadas eram as tijoleiras *direitas* ou *bizeladas*, eventualmente de volta abatida, que assentavam sobre a aba inferior dos ferros e das ripas, fig. 2.81.

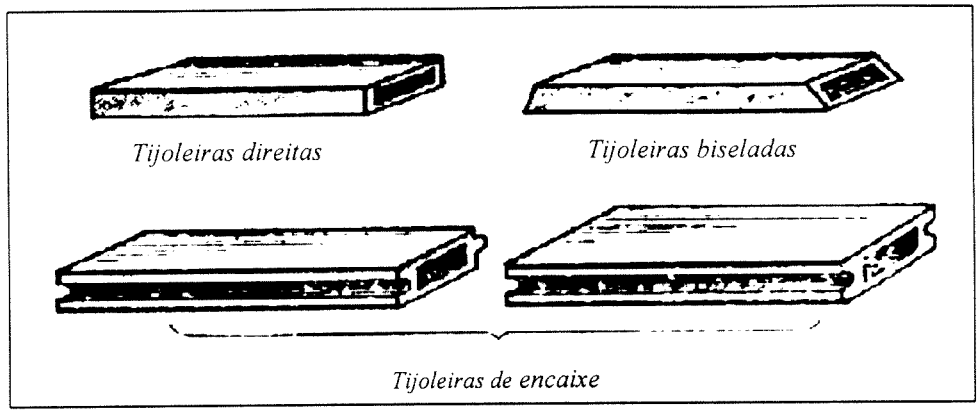


Fig. 2.81 – Tijoleira para pisos de ferro [15]

Troços de conduta

Destinavam-se a montar condutas de fumo ou de ventilação. As primeiras tinham geralmente 5 cm de espessura, as segundas 3 cm com uma secção normal de 20×20 cm^2 ou de 22×18 cm^2 e altura de 25 cm, fig. 2.82.

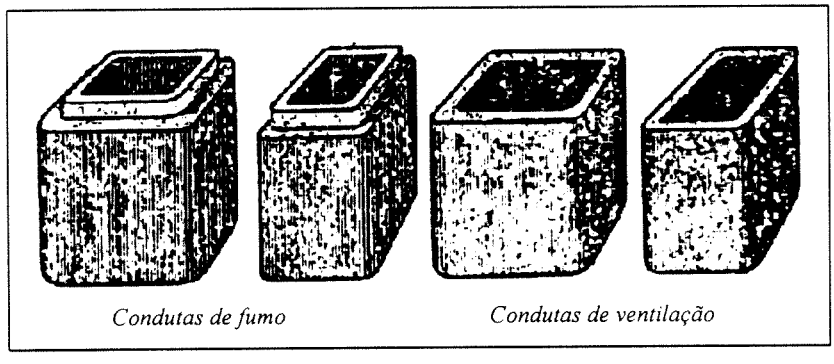


Fig. 2.82 – Secções de condutas [15]

d) Tipos de paredes de tijolo

Pano *de tijolo ao alto*

O tijolo ao alto ou *de cutelo* fig. 2.83, era assente segundo a sua espessura, isto é a espessura do tijolo correspondia à espessura da parede. Utilizava-se em tabiques ou paredes interiores delgadas, cuja estabilidade era aumentada pelo introdução de prumos de madeira ou

de ferro afastados no máximo de 2,0 m, podendo o seus paramentos ser ou não rebocados. Os tijolos que se lhes justapunham, não encostavam apenas mas encastravam-se através da abertura de ranhuras ao longo dos prumos de madeira ou então usavam-se vigas de ferro em duplo T. Os prumos de madeira utilizam-se também noutros tipos de paredes, a fig. 2.69 é disso um exemplo.

Outra aplicação do tijolo ao alto era em construções provisórias.

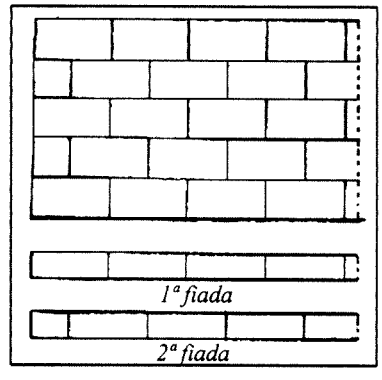


Fig. 2.83 - Pano de tijolo ao alto [12, 14]

Parede *de meia vez tijolo*

Este tipo de parede era usada também em tabiques e em paredes de chaminés e era executada pelo tijolo assente ao baixo, de modo que a sua largura correspondesse à espessura da parede, fig. 2.84.

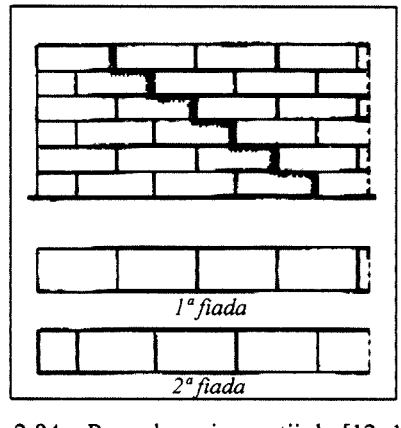


Fig. 2.84 – Pano de meia vez tijolo [12, 14]

Este pano tinha uma estabilidade muito maior que o anteriormente descrito, não sendo por isso reforçado com prumos para formar os tabiques ou divisórias.

Parede *de uma vez tijolo*

Dado que a espessura da parede era igual ao comprimento do tijolo este poderia ser colocado como se fosse um perpianho de pedra, embora houvesse também outras disposições para formar este tipo de parede.

Assim e tendo em atenção o desencontro das juntas verticais, os tijolos poderiam dispor-se como perpianhos, fig. 2.85, iniciando-se a construção da parede com dois tijolos colocadas a par e cortados a ¾ do seu comprimento.

Esta disposição era muito aplicada na execução de gavetos e em paredes de pequeno raio.

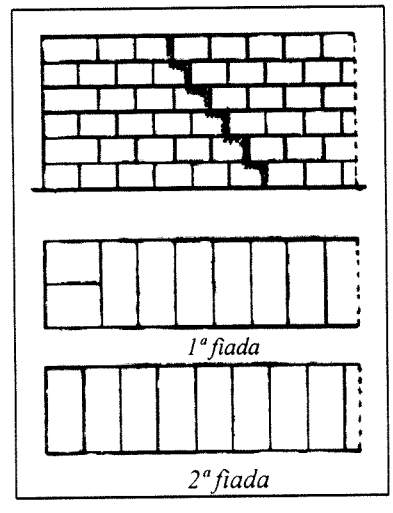


Fig. 2.85 – Pano de uma vez tijolo: perpianhos [12, 14]

Outra forma de executar a parede podia ser colocar uma fiada de tijolos a uma vez, como perpianhos, alternada com outra fiada de tijolos a meia vez em que os tijolos eram colocados a par, fig. 2.86. Este aparelho era designado por *inglês*.

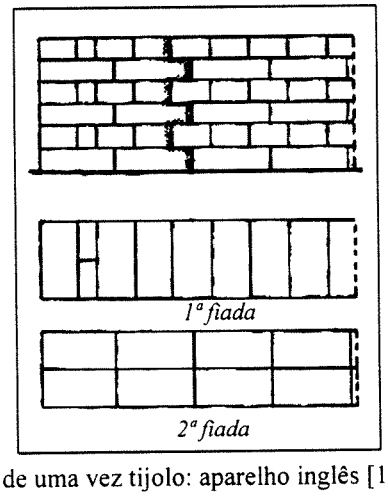


Fig. 2.86 – Pano de uma vez tijolo: aparelho inglês [12, 14]

O desencontro das juntas verticais era obtido pelo assentamento, após o primeiro travadouro das fiadas alternadas, de dois tijolos cortados, com metade da largura de um tijolo normal e o comprimento de meia vez.

No Alentejo era conhecida por *trincado* uma variante ao sistema inglês, fig. 2.87, na qual era colocada sobre cada fiada de travadouros uma outra de tijolos a par, segundo o seu comprimento, mas com as juntas desencontradas de meia vez.

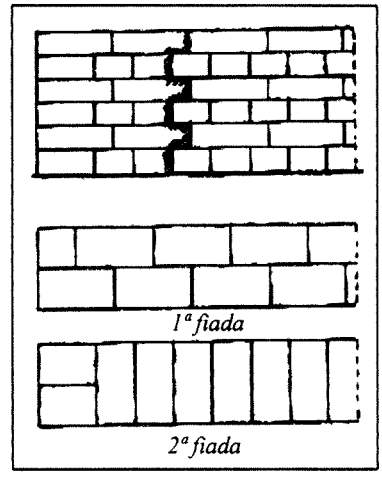


Fig. 2.87 – Pano de uma vez tijolo: aparelho trincado [12, 14]

O sistema *flamengo* era outra variante, fig. 2.88, cuja disposição consistia na colocação em cada fiada de um travadouro seguido de um par de tijolos e assim sucessivamente. Na fiada seguinte os travadouros assentam sobre o centro dos tijolos colocados a par, garantindo o desencontro de juntas.

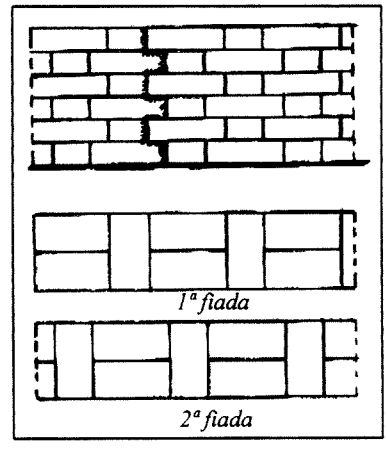


Fig. 2.88 – Pano de uma vez tijolo: aparelho flamengo [12, 14]

Este sistema era preferido para as paredes exteriores em relação aos anteriores, no entanto era menos resistente do que o sistema inglês, que possuía um melhor travamento.

O sistema *holandês*, fig. 2.89, era de uso muito restrito. A sua primeira fiada executava-se como no sistema flamengo e a segunda fiada é apenas constituída por travadouros. Pode-se dizer que era uma combinação do sistema inglês com o flamengo.

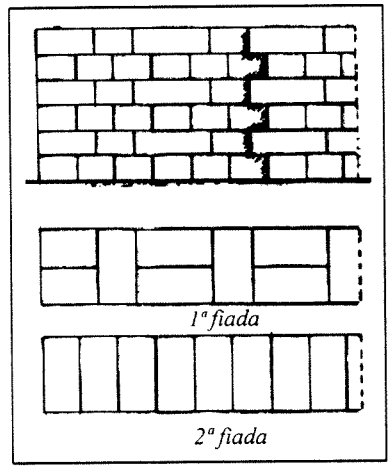


Fig. 2.89 – Pano de uma vez tijolo: aparelho holandês [12, 14]

O sistema *em losângulo* destacava-se por apresentar melhor desencontro de juntas que qualquer um dos antecedentes, fig. 2.90. Neste sistema as juntas verticais dos travadouros que formam as fiadas pares estão no mesmo alinhamento enquanto as juntas dos tijolos a meia vez avançam meio tijolo da 1ª para a 3ª fiada.

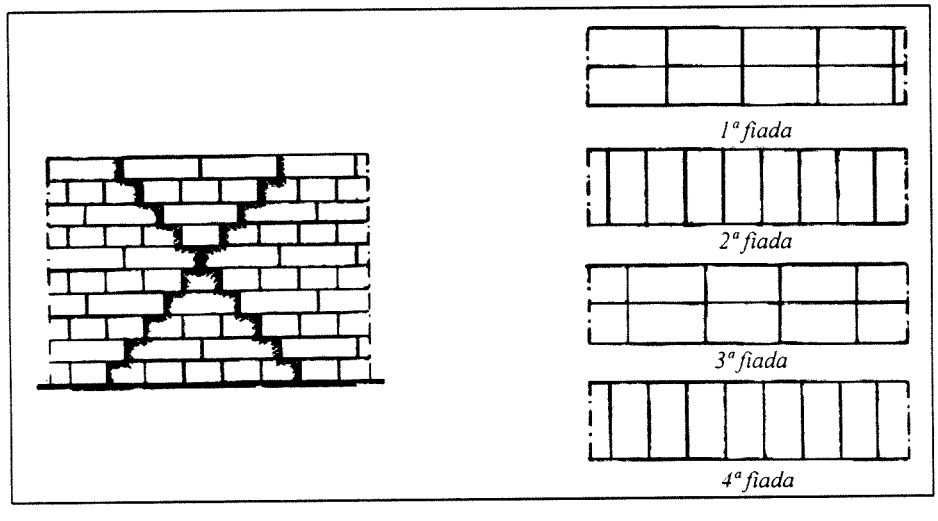


Fig. 2.90 – Pano de uma vez tijolo: aparelho em losângulo [12, 14]

A combinação dos sistemas expostos permite-nos chegar a outras disposições. Uma delas, bastante aplicada quando se usava tijolo furado, é a que se mostra na fig. 2.91. Dispunham-se duas ou três fiadas de tijolos a uma vez como indicado nas figs. 2.86 e 2.87, a que se seguia uma fiada de tijolos cheios ou burros, assentes de topo e servindo de travadouros.

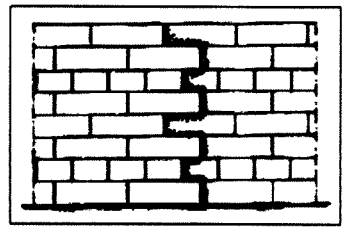


Fig. 2.91 – Emprego de tijolo furado em parede de uma vez [12, 14]

Os tijolos furados não poderiam ser usados como travadouros, por ficarem com os furos à vista e mesmo rebocados acarretavam sempre desvantagens como a transferência de humidades, a maior susceptibilidade às variações de temperatura e o menor isolamento acústico.

Parede *de uma vez e meia tijolo*

Esta parede tinha uma espessura de 35 cm que correspondia à soma do comprimento com o da largura de um tijolo e podia ser executada de diversos modos.

Um deles, representado na fig. 2.92, consistia no assentamento em cada fiada de uma fila de tijolos a meia vez complementada por outra fila a uma vez perfazendo a espessura da parede; na fiada seguinte alternavam-se estas filas.

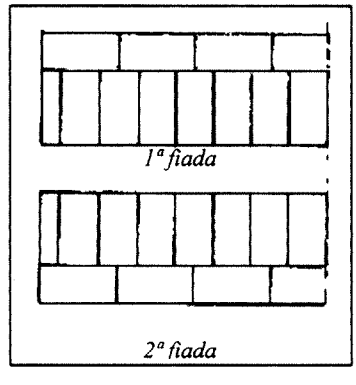


Fig. 2.92 – Parede de vez e meia: aparelho defeituoso [12, 14]

Esta disposição dava lugar a um conjunto simétrico de alçado igual ao da fig. 2.83, no entanto este aparelho tornava-se defeituoso porque, como se pode ver na fig. 2.92, as juntas verticais dos travadouros correspondiam-se na parte central da parede, diminuindo a sua resistência. Assim a capacidade de uma parede com estas características equivalia a três paredes de meia vez justapostas.

Todavia era frequente cometer este erro em paredes em que houvesse meio tijolo na sua espessura como as de 1 ½, 2 ½, 3 ½, etc. vezes tijolo.

O sistema inglês aplicado a este tipo de paredes está representado na fig. 2.93. Em cada fiada assentava-se uma fila a meia vez, formando o paramento, correspondendo a cada tijolo daquela fila dois outros colocados como travadouros; na fiada seguinte alternava-se a disposição da anterior, tendo em atenção que para garantir o desencontro das juntas verticais era necessário deslocar aquela fiada de ¼ de tijolo.

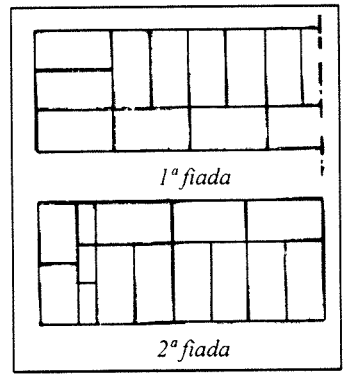


Fig. 2.93 – Parede de vez e meia: aparelho inglês [12, 14]

Uma variante ao sistema inglês está representada na fig. 2.94. Colocavam-se, em cada fiada, um par de tijolos a uma vez encostados de topo a um tijolo a meia vez, ao lado destes três tijolos colocava-se outro grupo de três, mas com o tijolo a meia vez no outro paramento da parede; na fiada seguinte invertia-se a disposição e deslocava-se ¼ de tijolo para que as juntas verticais não coincidissem.

Esta disposição pelo facto de não apresentar simetria, prejudicava a decoração, mas apresentava a vantagem comum ao sistema inglês de se aplicarem todos os tijolos inteiros, o que já não sucedia com o sistema flamengo.

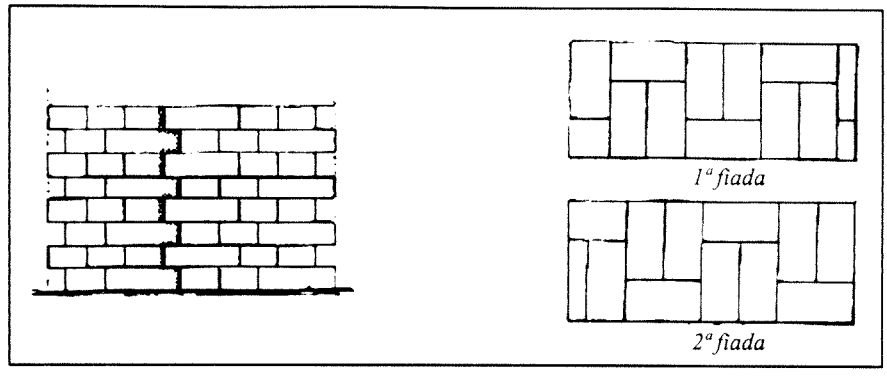


Fig. 2.94 – Parede de vez e meia: variante do aparelho inglês [12, 14]

Na fig. 2.95 representa-se o sistema flamengo, cujo alçado tinha um aspecto igual ao apresentado na fig. 2.89. Apesar de apresentar os paramentos regulares, necessitava de meios tijolos para completar a sua espessura. Em cada fiada colocava-se um tijolo a meia vez seguido de um tijolo a uma vez e outro meio tijolo e assim sucessivamente.

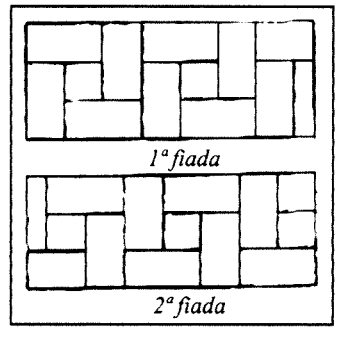


Fig. 2.95 – Parede de vez e meia: aparelho flamengo [12, 14]

Parede *de duas vezes tijolo*

A fig. 2.96 representa o sistema inglês aplicado a este tipo de paredes. O alçado era idêntico ao da fig. 2.86 onde se colocavam os tijolos de topo dois a dois (fiada *A*) enquanto na fiada *B* os paramentos eram constituídos por tijolos a meia vez ficando no interior da parede tijolos a uma vez.

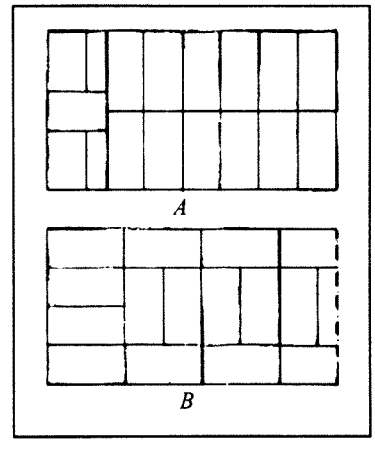


Fig. 2.96 – Parede de duas vezes tijolo: aparelho inglês [12, 14]

O desencontro de juntas era obtido na primeira fiada iniciado-a em ambos os paramentos com um tijolo cortado a ¾ do seu comprimento, a que se seguia outro com o mesmo comprimento mas apenas com ¼ de largura, ambos colocados a uma vez; a espessura da parede era completada com com um tijolo de ¾ de comprimento assente a meia vez, fig. 2.96 *A*. A fiada seguinte era iniciada com quatro tijolos a meia vez, fig. 2.96 *B*. Assim obtinha-se um desencontro de um quarto de tijolo nas juntas.

Uma variante a este sistema está representada na fig. 2.97, cujo alçado é análogo ao da fig. 2.86. A fiada *A* é igual e na *B* os tijolos que constituem os paramentos estão desencontrados de meia vez relativamente um ao outro, evitando as juntas transversais contínuas.

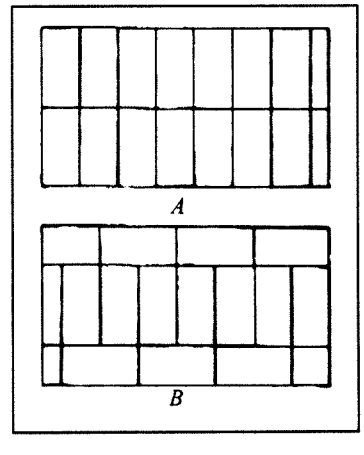


Fig. 2.97 – Parede de duas vezes tijolo: variante do aparelho inglês [12, 14]

O sistema flamengo, fig. 2.98, apresentava em cada fiada dois tijolos colocados de topo a que se seguia um grupo de quatro tijolos estando dois a meia vez nos paramentos e dois travadouros no interior da parede. O alçado era semelhante ao representado na fig. 2.90.

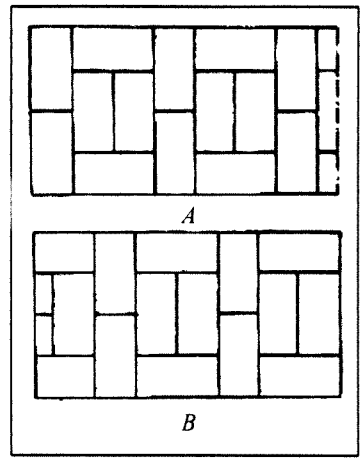


Fig. 2.98 – Aparelho flamengo numa parede de duas vezes tijolo [12, 14]

Paredes de espessura superior a *duas vezes tijolo*

Quando a espessura da parede era múltipla da largura de um tijolo, como são os casos das paredes a 2 ½, 3 ½, 4 ½, etc. vezes tijolo, a regra que se usava no sistema inglês baseava-se no seguinte: na fiada A, fig. 2.99, colocava-se na face da parede uma fileira de tijolos a uma vez e no lado oposto (tardoz) outra a meia vez, completando o resto da espessura da parede com tijolos a uma vez. Na fiada B invertia-se a ordem da disposição dos tijolos.

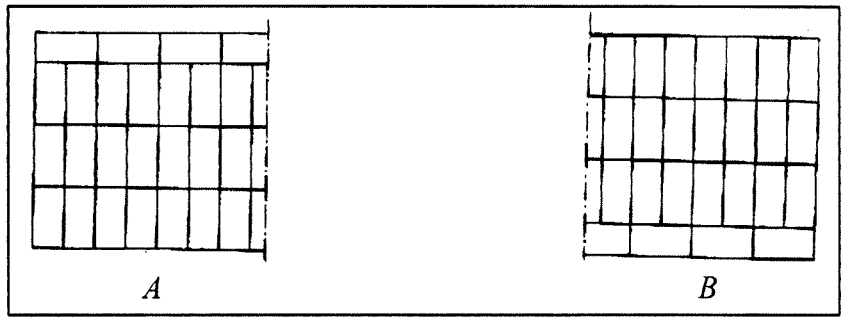


Fig. 2.99 – Aparelho inglês aplicado numa parede de três e meia vezes tijolo [12, 14]

No caso da espessura ser múltipla do comprimento dos tijolos, como por exemplo nas paredes de 3, 4, 5, etc. vezes tijolo, dispunham-se as fileiras de tijolo a uma vez conforme o número de vezes tijolo, como se indica na fig. 100 *A*. Na fiada seguinte, fig 100 *B*, os

paramentos eram executados com tijolos a meia vez, ficando o interior da parede preenchido com fileiras de tijolos a uma vez.

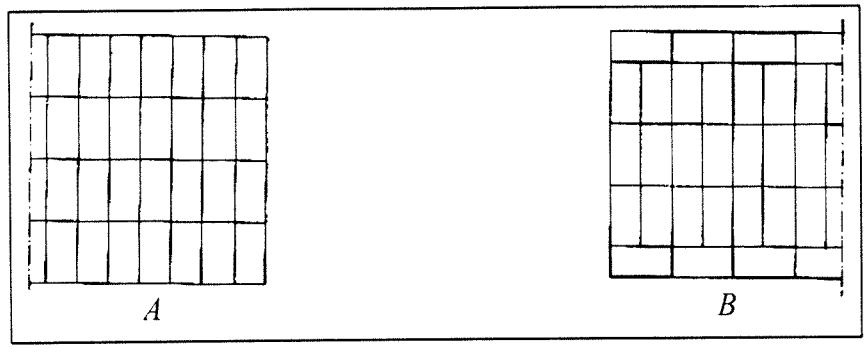


Fig. 2.100 – Aparelho inglês numa parede de quatro vezes tijolo [12, 14]

O sistema flamengo não era aplicável a paredes de grande espessura, nem era usado correntemente na intersecção de paredes. Era frequente a combinação dos sistemas inglês e flamengo em paredes de maior espessura, reservando-se a este último para os paramentos, talvez pelo facto de conferir uma melhor decoração quando usado tijolo à vista.

Em Portugal não era normal usar o tijolo em paredes muito grossas, neste caso utilizava-se a alvenaria mista, onde o tijolo envolvia a alvenaria ordinária.

Nas figs. 2.101 e 2.102 estão representados o aparelho *em diagonal* e *em espinha*, respectivamente, utilizados principalmente para revestir pavimentos.

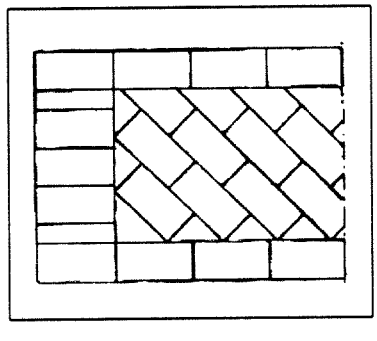


Fig. 101 – Aparelho em diagonal [12, 14]

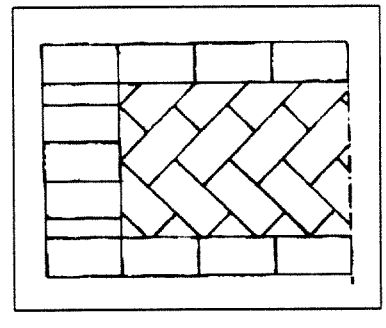


Fig. 102 – Aparelho em espinha [12, 14]

O contorno da área a ladrilhar era preenchida por uma fila de tijolos a meia vez. No aparelho em diagonal, interiormente dispunham-se os tijolos em filas paralelas segundo uma

inclinação de 45°. Para aumentar o travamento, caso este aparelho se aplicasse a paredes muito espessas, deveriam ter os tijolos as juntas desencontradas em fiadas consecutivas.

O aparelho em espinha dispunha de duas séries de tijolos que faziam com a face exterior da parede um ângulo de 45°, convergindo para o centro, de modo a intersectarem-se segundo um ângulo recto. Tanto um aparelho como o outro, aplicado a paredes não aumentava a solidez e a resistência das paredes significativamente, eram contudo extraordinários para pavimentos.

e) Cunhais de tijolo

Os ângulos das paredes, como zonas de concentração de esforços, exigiam especial cuidado de modo a que os tijolos ficassem bem travados entre si. A alternância de fiadas de travadouros com as de tijolos a meia vez era essencial e no ângulo devia a fiada de travadouros da primeira parede corresponder à de tijolos a meia vez na segunda parede para facilitar o trabalho.

A seguir exemplificam-se alguns cunhais de paredes de várias espessuras, onde *A* e *B* representam fiadas alternadas. Assim na fig. 2.103 *(a)* mostra-se um cunhal em ângulo recto segundo o sistema inglês aplicado a duas paredes a uma vez. Na parte (b) da mesma fig. está representado o aparelho flamengo para igual situação.

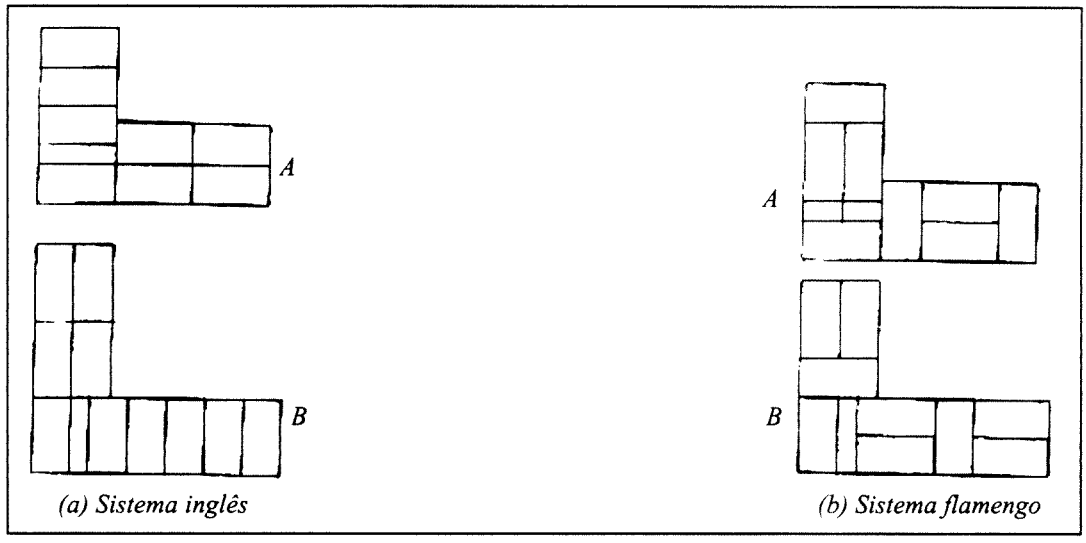


Fig. 2.103 – Cunhais em esquadria de paredes a uma vez [12, 14]

Uma outra possível solução para o mesmo tipo de paredes é a que a fig. 2.104 indica.

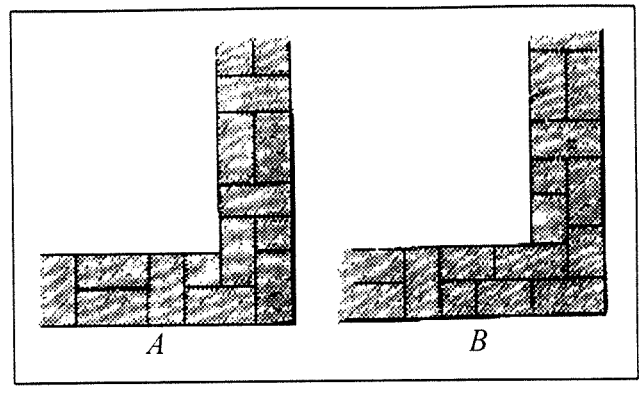


Fig. 2.104 – Cunhal em esquadria de tijolo a uma vez [14, 16]

Os aparelhos inglês e flamengo aplicados a duas paredes de vez e meia tijolo representam-se na fig. 2.105 *(a)* e *(b)*, respectivamente.

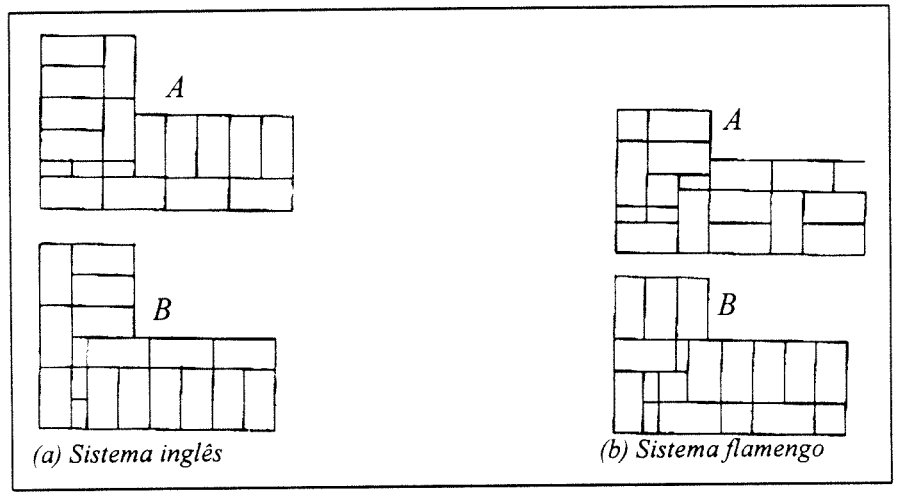


Fig. 2.105 – Cunhal em esquadria de paredes a uma e meia vezes de espessura [12, 14]

As soluções de cunhais referentes às demais espessuras, não foram aqui apresentadas pelo facto da sua execução seguir os princípios abordados nos casos expostos.

Contudo nem todos os ângulos de paredes eram rectos e muitos havia que eram agudos ou obtusos. Na fig. 2.106 *(a)* e *(b)* mostra-se como os sistemas inglês e flamengo, respectivamente intersectavam duas paredes a vez e meia num cunhal obtuso.

No caso do ângulo ser agudo e as paredes a vez e meia, os aparelhos inglês e flamengo dispunham de soluções diferenciadas, fig. 2.107 *(a)* e *(b)*, respectivamente.

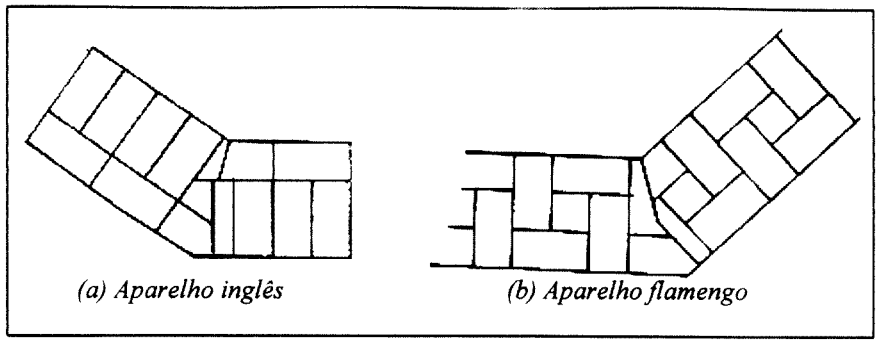


Fig. 2.106 – Cunhal obtuso [12, 14]

Nestes dois últimos exemplos, figs. 2.106 e 2.107, apresenta-se apenas uma das fiadas, uma vez que a fiada seguinte era exactamente simétrica à representada, isto é, as filas de travadouros sobrepõem-se às de tijolo a meia vez e vice-versa.

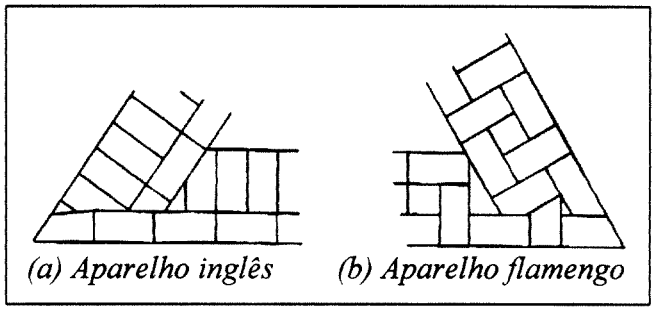


Fig. 2.107 – Cunhal agudo [12, 14]

f) Junção de paredes de tijolo

A junção de paredes perpendiculares ou não entre si, verificando-se apenas uma pequena penetração de uma na outra, também obedecia a regras próprias.

As duas regras consideradas fundamentais eram as seguintes:

- a fila de tijolos a meia vez da parede mais grossa, devia apresentar uma cavidade para receber um quarto de tijolo ou um seu múltiplo, das fiadas alternadas, como se representa em *A*, figs. 2.108 e 2.109. No caso da espessura desta última parede ser múltiplo par de um tijolo, eram então as fiadas dos travadouros que faziam a penetração na parede mais grossa;
- as restantes fiadas da parede mais delgada encostavam-se de topo com a fiada dos travadouros da outra parede, de maneira a que as juntas correspondessem ao meio dos tijolos, como se pode observar em *B*, figs. 2.108 e 2.109.

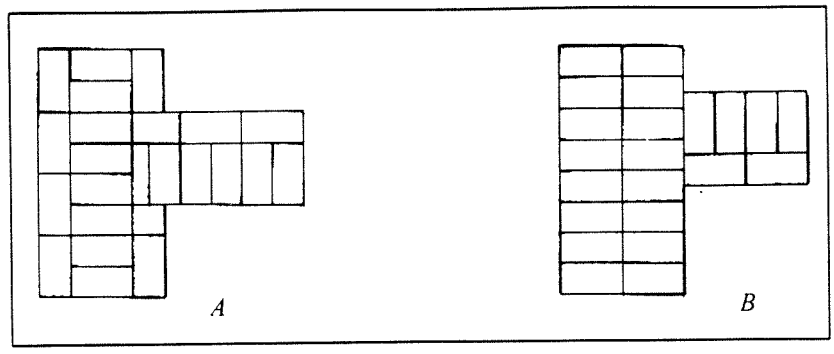


Fig. 2.108 – Intersecção de paredes de uma e meia e uma vezes tijolo: aparelho inglês [12, 14]

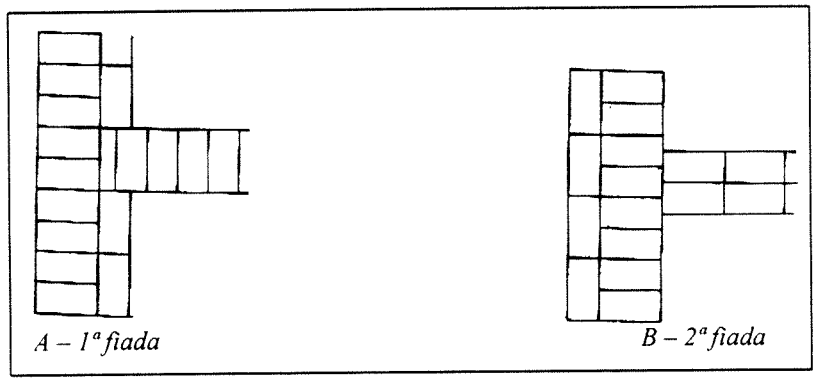


Fig. 2.109 – Intersecção de paredes de duas vezes e vez e meia tijolo: aparelho inglês [12, 14]

O aparelho flamengo, como já foi referido, era pouco aplicado tanto para paredes espessas como para o cruzamento ou junção de paredes. Contudo na fig. 2.110 mostra-se um caso em que uma parede de vez e meia (aparelho flamengo) penetra na de duas vezes (sistema inglês).

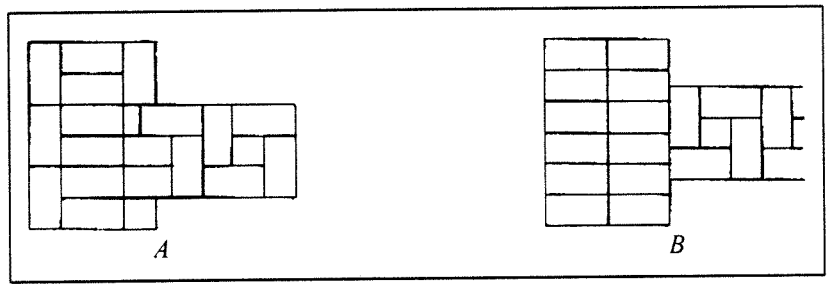


Fig. 2.110 – Intersecção de paredes: aparelho flamengo [12, 14]

g) Pilares de tijolo

Os pilares de tijolo eram quase exclusivamente de secção quadrada, mas podiam também adoptar outras formas, algumas das quais estão representadas na fig. 2.111. Neste caso

g) Pilares de tijolo

Os pilares de tijolo eram quase exclusivamente de secção quadrada, mas podiam também adoptar outras formas. Alguns pilares estão representadas na fig. 2.111. Neste caso recorria-se a tijolos apropriados ou cortavam-se convenientemente, sendo geralmente, nestas situações, rebocados e estucados para imitar a cantaria.

A fig. 2.111 representa a aplicação do sistema inglês a pilares quadrados de 2, 2 ½ e 3 vezes de espessura.

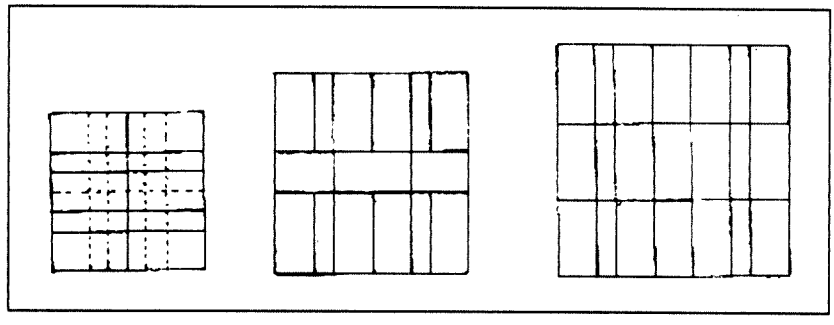


Fig. 2.111 – Aparelho inglês aplicado em pilares de 2, 2 ½ e 3 vezes de espessura [12, 14]

O aparelho flamengo também se utilizava em pilares, na fig. 2.112 está representado um pilar de duas vezes e outro de duas vezes e meia segundo este sistema.

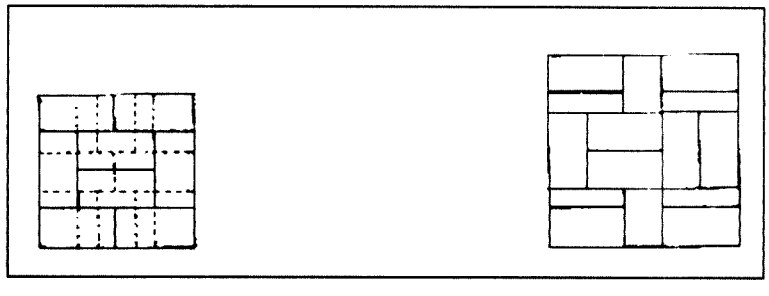


Fig. 2.112 – Aparelho flamengo em pilares de 2 e 2 ½ de espessura [12, 14]

h) Decoração das paredes

O refechamento das juntas era indispensável para evitar a penetração da humidade e concorria também para a decoração da parede, podendo assumir vários aspectos, fig. 2.113.

Como regra geral, evitava-se no refechamento o uso de argamassas muito gordas, porque não se unindo bem aos tijolos, poderiam gretar.

Durante muito tempo, um dos meios mais empregues para decorar as paredes de tijolo à vista era o uso de diferentes cores, podendo aplicar-se o tijolo sílico-cálcario branco

combinado com o cinzento ou o barro de diversas cores, baço ou vidrado. Na fig. 2.114, mostram-se alguns exemplos de diversas combinações que se faziam segundo desenhos geométricos, sendo o aparelho em losângulo um dos que melhor se prestava a esta aplicação, fig. 2.115.

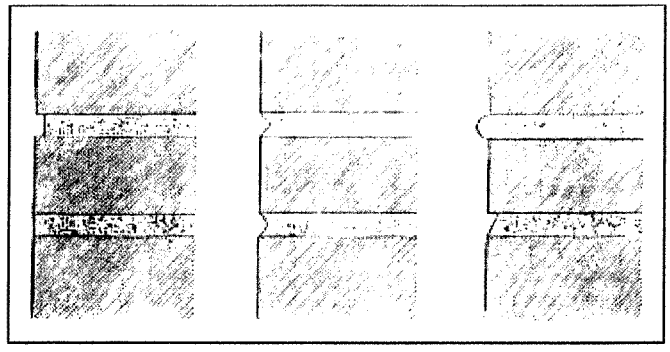


Fig. 2.113 – Vincagem das juntas de tijolo [16]

Como regra geral, evitava-se no refechamento o uso de argamassas muito gordas, porque não se unindo bem aos tijolos, poderiam gretar.

Em alternativa, mas menos usual era o recurso ao aparelho *reticulado*, representado na fig. 2.116.

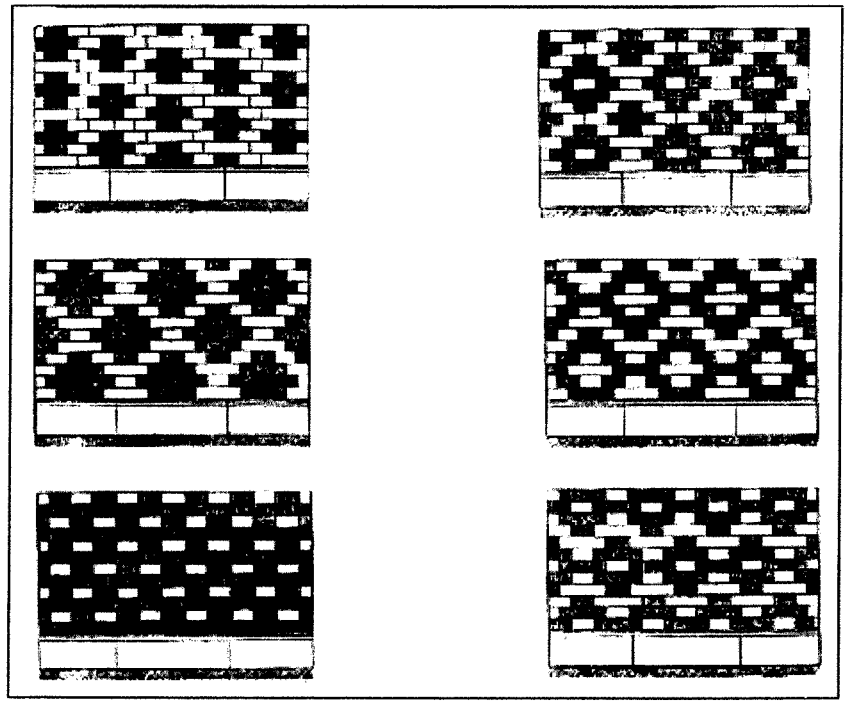


Fig. 2.114 – Exemplos de decoração de paredes de tijolo [12, 14]

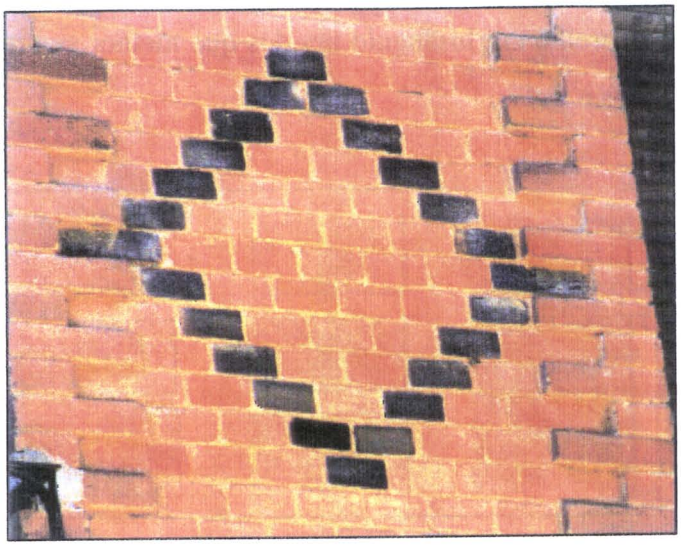


Fig. 2.115 – Aparelho em losângulo

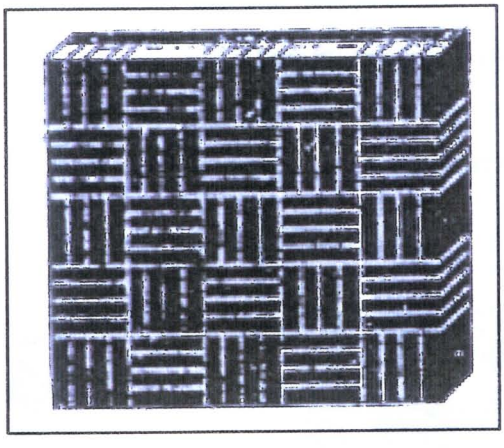


Fig. 2.116 – Aparelho reticulado de tijolo [12, 14]

Mais tarde a utilização de tijolos de cores diferentes para obter um efeito decorativo foi substituída pela colocação de motivos simples salientes, fig. 2.117 ou pela marcação de algumas juntas. Um processo frequentemente utilizado era reduzir, ou mesmo anular, a espessura das juntas verticais e aumentar as juntas horizontais (ou uma em duas juntas horizontais), fig. 2.118.

Fig. 2.117 – Marcação de algumas juntas

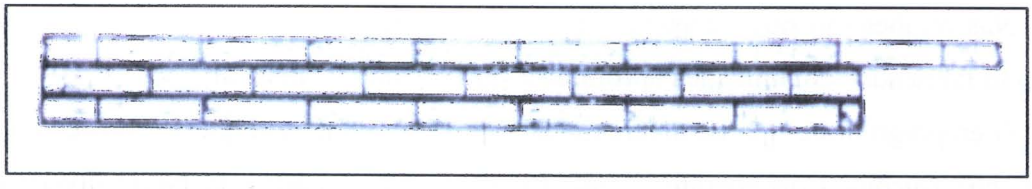


Fig. 2.118 – Espessura das juntas: aumento das horizontais e diminuição das verticais [15]

O tijolo ao cutelo, fazendo um ângulo de 45° com o paramento da parede, figs. 2.119 e 2.120, era bastante usado como elemento decorativo das fachadas, em cimalhas, faixas e envasamentos.

Produzia bom efeito, exigindo, porém, que apresentasse arestas bem vivas, para o que se fazia uso, quase geral, do tijolo prensado.

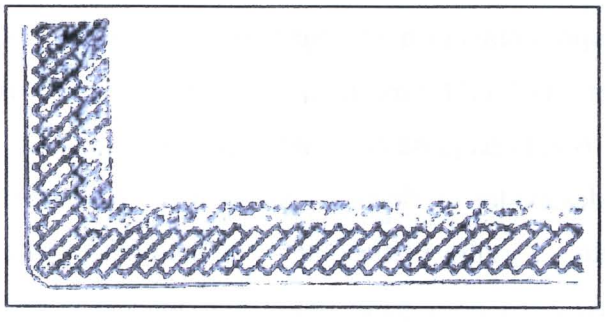


Fig. 2.119 – Tijolo em meia esquadria em cimalhas [12, 14]

Fig. 2.120 – Tijolo a 45° em cimalhas

Outros meios de decoração, comuns às paredes em geral, eram os apainelados de molduras salientes, as pilastras, faixas, socos, etc.

2.5.2.6 Paredes de blocos de betão

Nas regiões em que escasseava a pedra e o tijolo, recorria-se ao emprego de blocos de betão fabricados em unidades apropriadas ou executados no local.

O emprego deste tipo de alvenaria data de 1850, altura em que se começou a usar o betão nas construções. Conceberam-se em Inglaterra e na América do Norte diversas patentes de invenção de blocos de betão, de formas diferentes, sendo uns maciços e outros ocos. O seu uso espalhou-se por toda a Europa vindo da América do Norte, onde conheceu enorme desenvolvimento.

A forma corrente dos blocos era paralelepipédica, podendo as juntas verticais formar caixa para facilitar a sua ligação. A fig. 2.121 representa dois tipos de blocos ocos, que além das referidas caixas, são dotados na junta superior de estrias para colocação da argamassa de ligação.

Os blocos ocos apresentavam a vantagem de serem mais leves, evitarem a humidade e tornarem o interior dos edifícios menos sensíveis às variações atmosféricas, como consequência do ar contido na parte oca funcionar como isolador.

Os paramentos destinados a ficar à vista podiam ser lisos ou apresentar almofadado saliente ou reentrante, aparelho rústico ou outro, imitando pedra de cantaria. Na fig. 2.122 apresentam-se blocos ocos com paramentos que imitam a pedra trabalhada destinados à construção de paredes, sendo o bloco mostrado em (b) usado no cunhal.

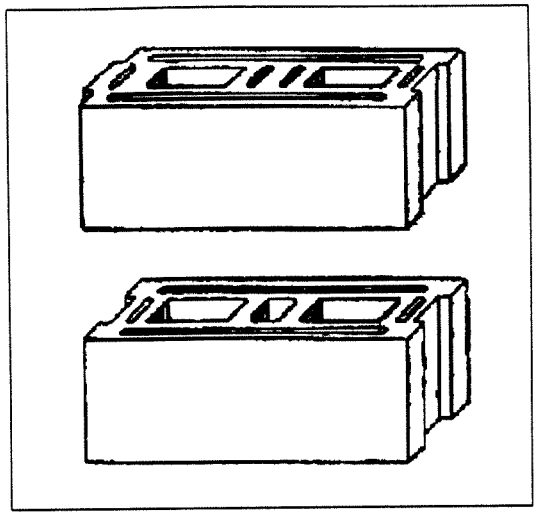
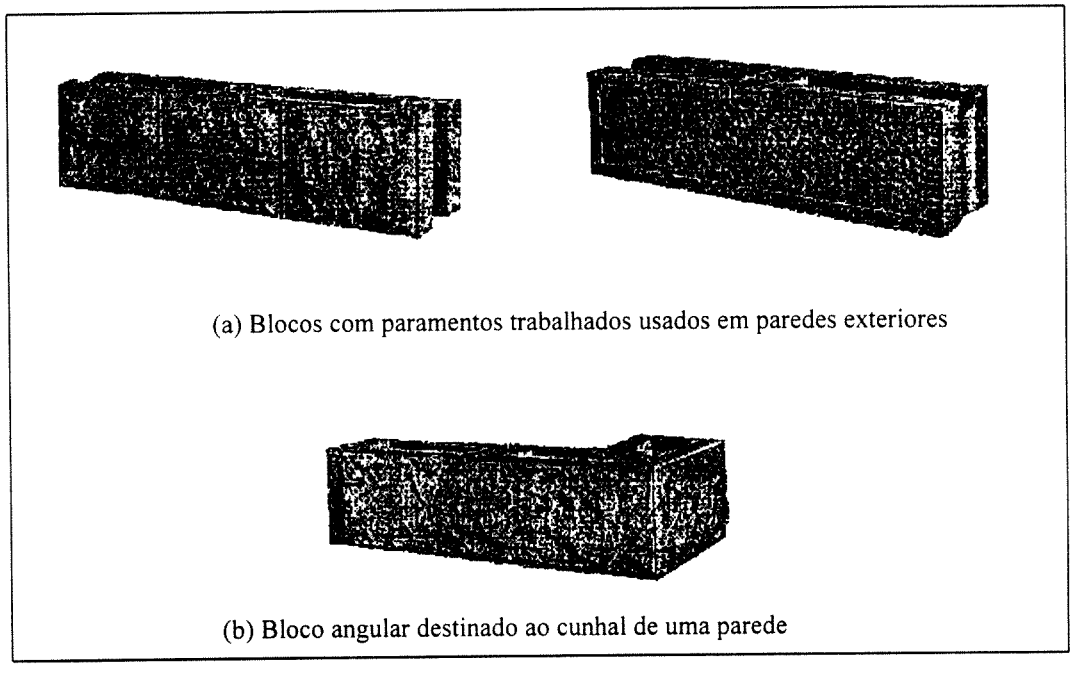


Fig. 2.121 – Blocos de betão [12]



(a) Blocos com paramentos trabalhados usados em paredes exteriores

(b) Bloco angular destinado ao cunhal de uma parede

Fig. 2.122 – Blocos de betão para paredes [12]

Havia também blocos destinados à construção de cimalhas como os que se indicam na fig. 2.123.

Os blocos podiam ainda apresentar outras formas, em cantoneira ou esquadro, em T, representando a fig. 2.124 uma parede executada com este tipo de blocos, onde se pode ver uma caixa de ar que melhora o desempenho da parede em relação à humidade e às variações de temperatura.

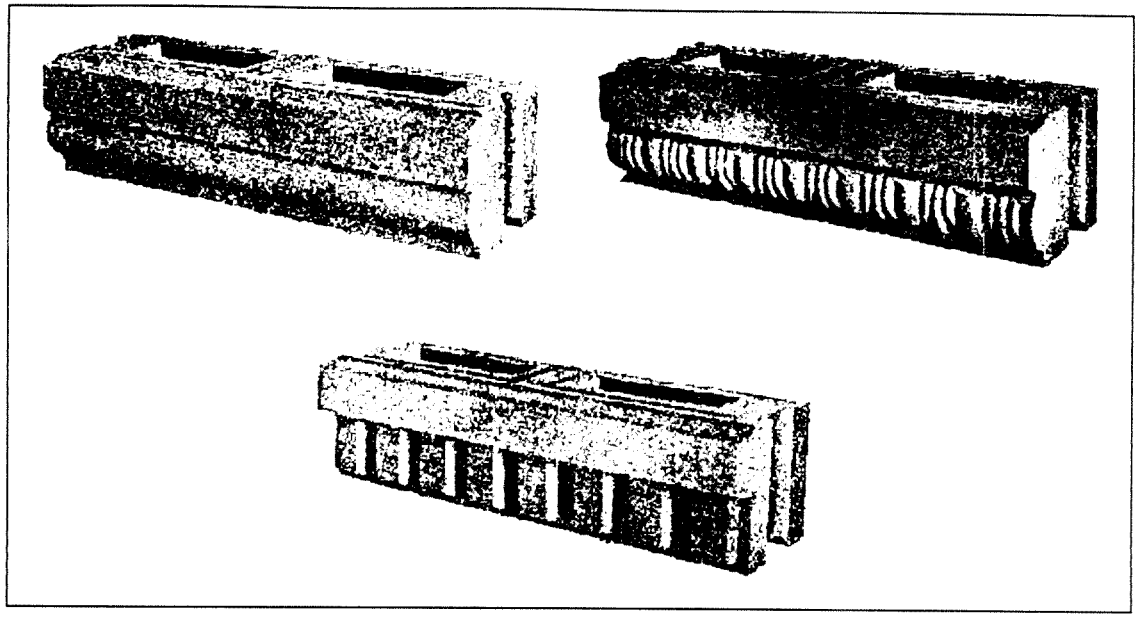


Fig. 2.123 –Blocos de betão para cimalhas [12]

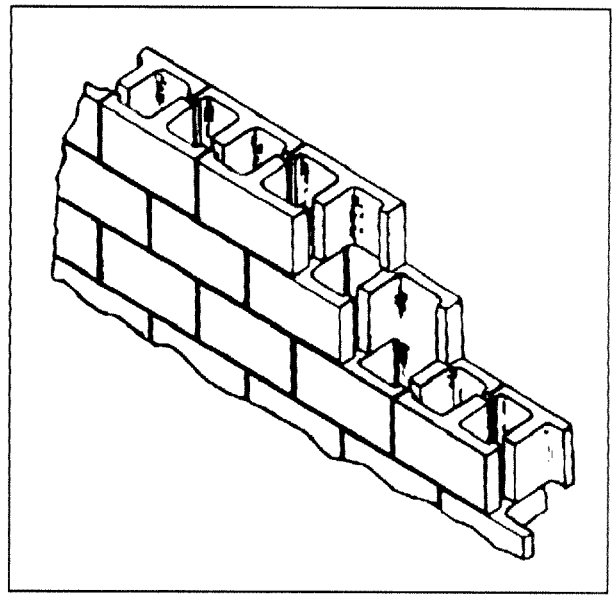


Fig. 2.124 – Parede de blocos de betão em T [12]

Além dos blocos correntes para muros, paredes, tabiques e cimalhas, ainda existiam vergas, ombreiras, peitoris, balaústres, aduelas para abóbadas e arcos e gradeamentos para vedações fabricados em betão. O fabrico destas peças especiais fazia-se em caixas-molde como, por exemplo a que se mostra na fig. 2.125.

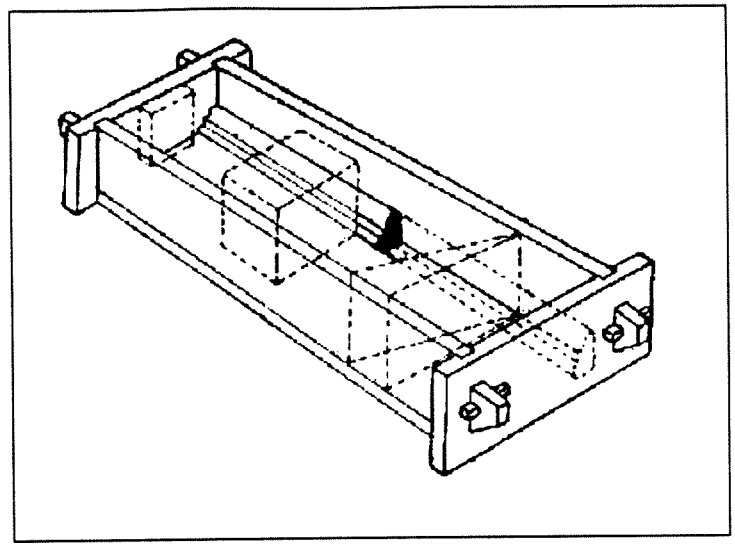


Fig. 2.125 – Molde para blocos de betão [12]

A moldagem em caixas era uma operação morosa, pela necessidade de desmoldar, depois de encher, para o que se tinha de aguardar um certo tempo para que não se destruíssem os blocos formados. Porém, empregando-se prensas apropriadas, como a mostrada na fig. 2.126, conseguia-se um rápido fabrico de blocos de betão.

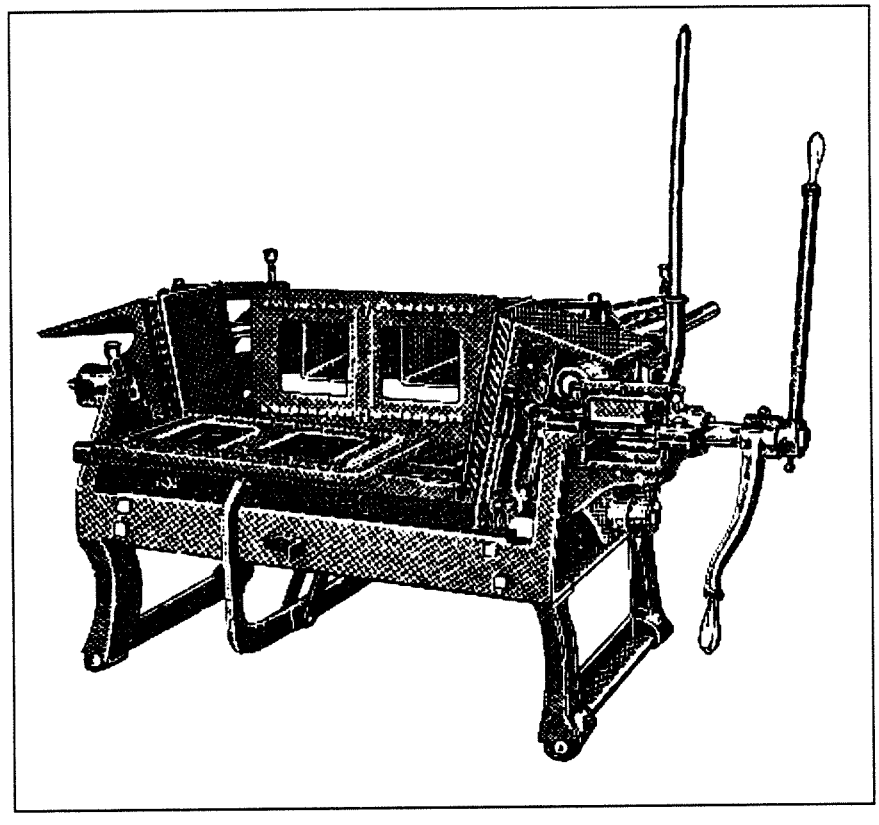


Fig. 2.126 – Prensa Hayden para fabrico de blocos de betão [12]

O fabrico dos blocos de betão podia ser feito através da *fundição seca*, isto é o betão ou a argamassa devia apresentar-se ligeiramente húmida para se poder desmoldar imediatamente à sua pilonagem ou através da *fundição húmida*, recorrendo-se ao uso de moldes múltiplos e à aceleração da presa do betão introduzindo-os estufas onde estavam sujeitos a vapor de água sob pressão.

No primeiro caso o betão era geralmente mais pobre originando blocos mais económicos, mas excessivamente porosos absorvendo humidade facilmente e tornando-se impróprios para o emprego em paredes exteriores. Os blocos fabricados pelo segundo processo eram mais impermeáveis.

Fabricavam-se também blocos com paramentos de pedra verdadeira, nos quais se aplicavam pequenos pedaços de pedra, como por exemplo o mármore e o granito, bem limpos e lavados.

O emprego dos blocos de betão não devia ocorrer antes de seis semanas depois de moldados para evitar contracções que originariam fendas nas juntas de argamassa, devendo utilizar-se no seu assentamento, de preferência, argamassa hidráulica [12].

As dimensões usuais, em cm, de alguns tipos de blocos eram (comprimento x largura x altura): 50x25x15, 50x25x10, 40x20x20 e 81x23x23. Os blocos maciços apresentavam as dimensões de 23x11x7.

Em certos elementos especiais como no caso de moldagem de vergas, lintéis e arcos costumavam-se armar ligeiramente os blocos de betão, dispondo no seu interior varões de 3 a 5 mm de diâmetro, localizados como indica o tracejado representado na verga da fig. 2.127.

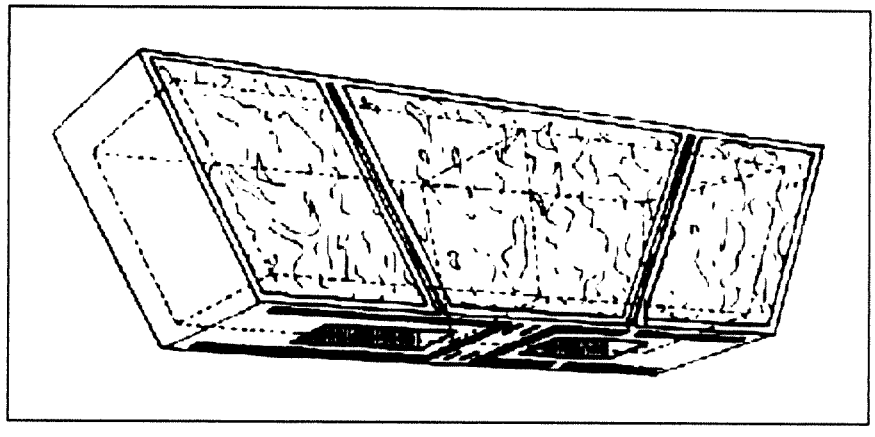


Fig. 2.127 – Verga de betão [12]

Normalmente para os blocos executados com fundição húmida recomendava-se o emprego do traço normal do betão, com 300 kg de cimento Portland por metro cúbico. No caso da fundição seca essa proporção era de 150 kg por metro cúbico e por vezes um pouco menos ainda, dependendo do fim para que se destinavam.

Havia também blocos de betão onde o cimento Portland era substituído por cal hidráulica, mas este tipo de blocos necessitavam de um grande período para fazer presa, período esse que podia ir até aos seis meses, antes dos quais não podiam ser usados.

2.5.2.7 Outros tipos de paredes e alvenarias

a) Paredes de adobe

As paredes de adobe eram executadas segundo as regras aplicáveis à construção das paredes de tijolo, mas só se empregavam em edificações pobres.

Estas paredes não podiam assentar directamente no solo, porque a humidade deste depressa as deterioraria, tornando ao mesmo tempo insalubres as habitações. Assim os alicerces eram em geral de alvenaria ordinária, e logo que se elevassem um pouco acima do terreno, iniciava-se o assentamento do adobe em argamassa.

b) Paredes de taipa

A taipa consistia num sistema de construção usado em algumas localidades em edificações rurais, especialmente nas regiões de Faro e Aveiro. Tal como o adobe, as paredes de taipa também assentavam sobre alicerces de alvenaria ordinária ou de tijolo com cerca de 25 a 60 cm de altura, fig. 2.128, a partir dos quais se iniciava a construção da parede.

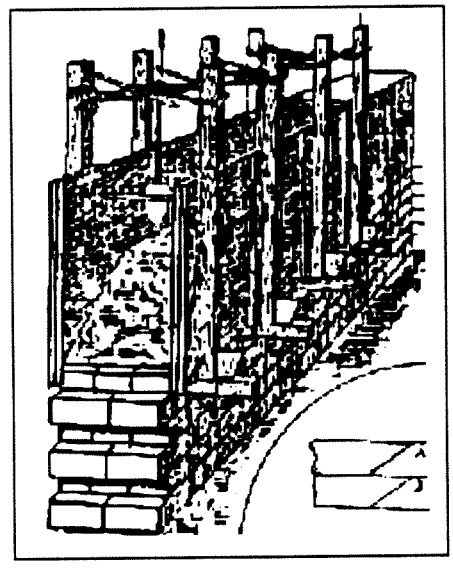


Fig. 2.128 – Execução de uma parede de taipa sobre alicerces de alvenaria [12, 14]

Na sua construção usava-se geralmente terra argilosa. Depois de convenientemente preparada era introduzida e batida por camadas, fig. 2.129, dentro de taipais ou *enchaiméis*, formados por tábuas de pinho ligados por travessas, fig. 2.130 e mantidos na sua posição por intermédio de caixilhos, como o da fig. 2.131.

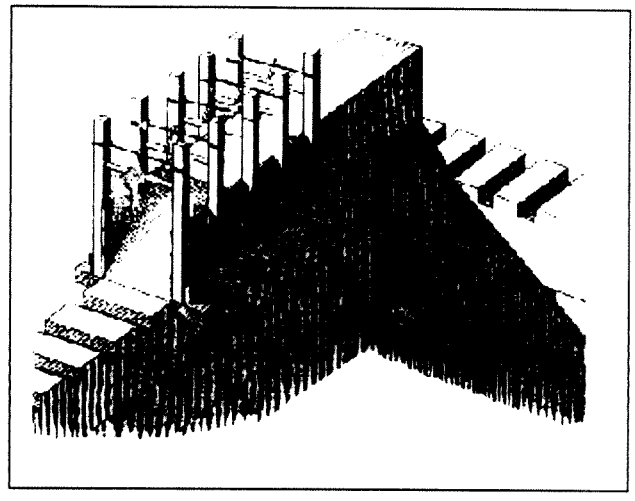


Fig. 2.129 – Disposição dos taipais para execução da taipa [14, 16]

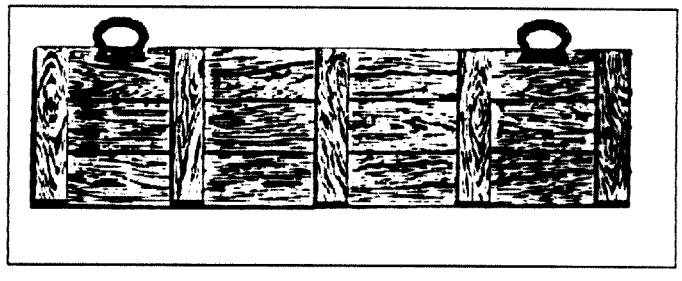


Fig. 2.130 – Taipal ou enchaimél para taipa [12, 14]

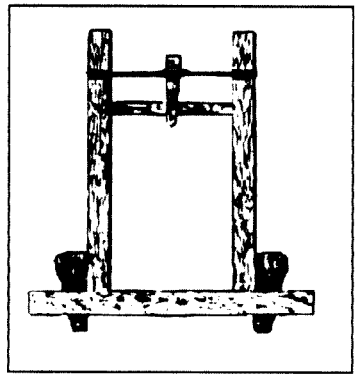


Fig. 2.131 – Caixilho para enchaiméis, [12, 14, 16]

A parte superior das camadas era inclinada de 45° a 60°, e do mesmo modo se procedia nas juntas quando se mudava o taipal para continuar a parede, devendo as juntas nas fiadas sucessivas inclinar-se alternadamente para a direita e para a esquerda. Na construção dos ângulos, adicionava-se outro taipal, e dispunham-se as juntas de modo a cobrirem-se.

Depois de bem seca, a taipa era revestida com argamassa, conseguindo desta forma assegurar longa duração à parede.

c) ***Alvenaria de gesso argamassado***

As alvenarias de gesso argamassado consistiam em pedras argamassadas com gesso e requeriam precauções especiais devido à rapidez de presa deste produto.

As pedras eram inicialmente colocadas a seco no lugar que deveriam ocupar, e em seguida tiradas e colocadas na mesma ordem junto da parede em construção.

Concluída a amassadura do gesso, misturada à mão e com colher de cobre, estendia-se na parede a argamassa necessária para formar o leito, e colocavam-se rapidamente as pedras nos lugares previamente ensaiados. Com o gesso remanescente preenchiam-se todos os interstícios.

A alvenaria de gesso argamassado só era aplicável em locais onde estivesse protegido da humidade do ar e do solo.

d) ***Alvenaria de betão***

A alvenaria de betão, como se chamava na altura (final do século passado), era de uso muito frequente nos trabalhos debaixo de água.

e) ***Formigão***

Conhecido pelo nome de formigão, era todo o aglomerado, semelhante ao betão, em que a cal substituía o cimento, por analogia com o composto a que no Alentejo tinha tal denominação. A sua aplicação incidia sobretudo em pavimentos térreos e o modo de execução era semelhante à taipa.

O formigão utilizado no Alentejo tinha a seguinte composição:

Cal gorda	1 parte
Saibro ou terra grossa	3 partes

2.5.2.8 Comparação dos diferentes tipos de alvenaria

Vários factores influenciavam a escolha do sistema de construção para uma dada parede:

- o custo da obra;
- o tempo necessário para a sua execução;
- os recursos existentes no local da construção;
- os requisitos a que a parede devia satisfazer.

No caso de se tratar de uma construção rural de pequena importância era corrente usar-se a taipa ou o adobe se nas proximidades existisse a correspondente matéria-prima em abundância.

O emprego da alvenaria ordinária e de tijolo generalizava-se a todo o tipo de construções, estando o seu uso dependente dos recursos locais. A preferência por uma ou outra alvenaria dependia dos preços da pedra e do tijolo e do custo da mão de obra.

Devido ao preço da pedra e ao seu aparelho, a cantaria tinha um emprego mais restrito. No entanto existiam localidades em que aquele custo era mínimo, em virtude da grande abundância da pedra e do baixo preço da sua mão de obra. De qualquer modo, na maior parte dos casos, reservava-se para construções monumentais e luxuosas, utilizando-se nas edificações vulgares para guarnecer os vãos ou sob a forma de revestimento em socos, envasamentos e mesmo em toda a fachada.

O betão aplicava-se a todo o género de construções e era preferível a todos os outros sistemas em determinadas circunstâncias, como por exemplo no caso de fundações em terrenos húmidos, e nos trabalhos fluviais e marítimos.

O custo da solução em betão dependia essencialmente do preço das matérias primas, entre as quais se destacava o cimento, e da mão de obra que não exigia aprendizagem especial e era por isso executável por simples trabalhadores. Ao estudar-se o custo devia atender-se à natureza do trabalho e compará-lo com o que custaria ao adoptar-se outra solução. Deste modo, no caso de uma fundação em betão devia comparar-se com a de estacaria se esta fosse susceptível de substituir aquela. O betão tinha a vantagem de ser rapidamente executado, principalmente se fossem usados meios mecânicos no seu fabrico, como a betoneira, disponibilizando a obra mais rapidamente para utilização.

O facto da construção em betão exigir formas ou moldes para ser exequível significava um aumento de despesa que nem sempre o era. Em trabalho corrente verificava-se que a madeira

podia ser usada repetidas vezes e era valorizada no fim da obra para outras aplicações. No caso de obras mais complexas também o era a execução da cofragem, mas nestas situações devia-se comparar o seu custo com o preço da mão de obra do pedreiro e do *canteiro*(•) para executar o mesmo trabalho. Os moldes podiam ainda tornar-se inconvenientes por ocuparem muito espaço, especialmente quando este não abundava e em construções relativamente altas.

A aplicação do betão não era indicada quando posteriormente à sua execução havia necessidade de fazer alterações, como rasgar vãos ou outras, pela dificuldade de cortar o betão endurecido, fazendo-se estas alterações facilmente com a alvenaria ordinária e de tijolo.

O betão apresentava ainda a vantagem de ter peso específico variável conforme a sua composição. Quando se tratasse de um muro de suporte ou outra construção que baseasse a sua estabilidade num grande peso, empregava-se o betão de cascalho basáltico, que tinha uma grande densidade; se pelo contrário o objectivo era aligeirar a estrutura, como no caso de certas abóbadas e arcos, o betão era executado com jorra de carvão ou com pedra pomes britada, cujo peso específico é pequeno.

2.5.2.9 Muros de vedação

Para proteger os muros das infiltrações das águas das chuvas, era corrente cobri-los ou terminá-los superiormente segundo alguma das disposições indicadas na fig. 2.132, frequentemente aplicáveis aos muros de vedação.

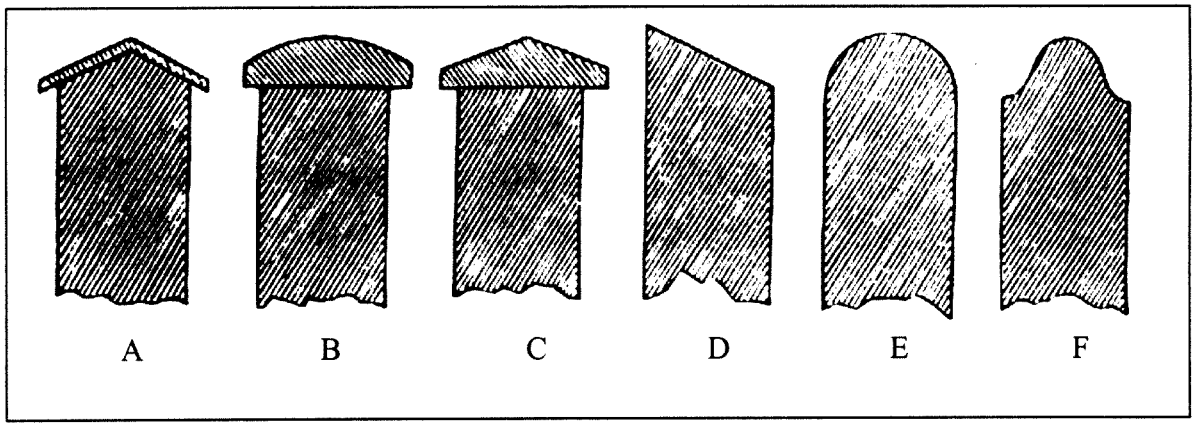


Fig. 2.132 – Exemplos de coroamento de muros de vedação [14, 16]

Esse coroamento do muro designava-se por *chapéu* ou *crista*, e era de uma ou de duas águas, conforme os terrenos separados pelos muros pertenciam a dois ou a um só proprietário.

(•) Operário especializado na execução de cantarias.

Os chapéus podiam ser executados de alvenaria ordinária, de cantaria, de tijolo, de telhas, etc., podendo ser aproveitados como elementos decorativos.

A fig. 2.133, documenta um muro de vedação com ameias, de carácter acentuadamente militar; as pedras que formavam as ameias faziam às vezes o papel de *cobre-juntas* da fiada inferior, obstando à infiltração das águas.

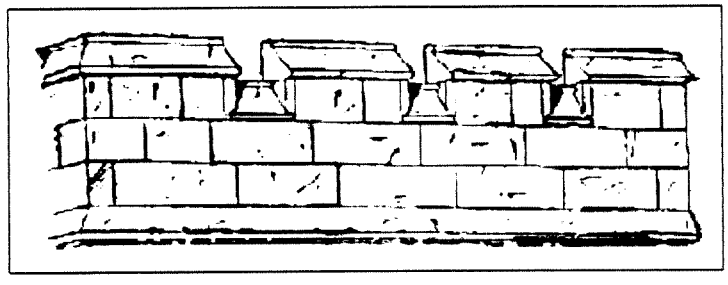


Fig. 2.133 – Coroamento de ameias [12]

Os muros de vedação destinados a receber gradeamentos de ferro ou madeira, chamados *cortinas*, eram executados em cantaria, alvenaria ordinária ou tijolo, ou mesmo betão, nas mesmas condições dos muros de vedação vulgares.

No norte do país era usual o emprego de cantaria na sua construção, aplicando-se perpianhos de granito, em toda a espessura da parede. No sul só se usava cantarias em construções de luxo, e de muito bom acabamento. Era também vulgar o emprego de forro de cantaria, no paramento exterior, ou nos dois, cobrindo a alvenaria ordinária, a de tijolo ou a de betão, construída de modo igual à dos socos e envasamentos dos edifícios.

Podia o muro de vedação ficar com tijolo à vista e ter capeamento de cantaria, ou não. Era corrente o emprego do forro de cantaria, rematado pelo capeamento do mesmo material, que podia ser moldurado ou não e ao qual se chumbavam os prumos e *prisões* do gradeamento de ferro.

A altura das cortinas era aproximadamente de um metro, nos casos normais, para poder deixar à vista a fachada do prédio, não podendo em Lisboa, pelo preceituado no *«Regulamento Geral da Construção Urbana»*, o gradeamento ser tapado por chapa de ferro ou vegetação que interceptasse a vista [15].

2.5.2.10 Revestimentos

O acabamento das paredes executava-se revestindo-as com camadas de argamassa, de cal ou de gesso, que protegiam os paramentos da acção destruidora dos agentes atmosféricos. O gesso, devido ao inconveniente de se alterar com a humidade, só se empregava nos paramentos interiores, contudo esta prática colhia outros bons resultados dado o bom desempenho termo-higrométrico característico deste material.

As paredes de tijolo bem escolhido e executadas com algum cuidado não eram revestidas de argamassa. O revestimento interior era porém indispensável, para que a parede pudesse ser decorada como era normal na generalidade dos edifícios.

Só após a alvenaria ter adquirido perfeito assentamento e se apresentar totalmente seca é que se executavam os revestimentos. É pena que hoje em dia, muitas vezes sob pressão de prazos cada vez mais curtos, esta regra essencial não seja respeitada.

No caso da parede estar em contacto com a água utilizava-se o cimento e se estivesse exposta à humidade atmosférica era conveniente aplicar-se a argamassa hidráulica.

2.5.3 Abóbadas

Designavam-se por abóbadas todas as construções em arco, tal como indicado em 2.2 e 2.3, que serviam de cobertura a galerias, aquedutos, armazéns, etc., e cujos elementos, se equilibravam mutuamente transmitindo as pressões aos apoios que definiam ou limitavam o espaço coberto pelas mesmas.

As abóbadas podiam ser construídas em diferentes materiais: cantaria, alvenaria ordinária, betão, tijolo, etc.

Os tipos mais vulgares de abóbadas eram:

- abóbadas *cilíndricas* ou *de berço*, fig. 2.134, típicas do estilo românico, que podiam ser *direitas*, como em *A*; *obliquas*, como em *B*; ou *inclinadas*, como em *C*;

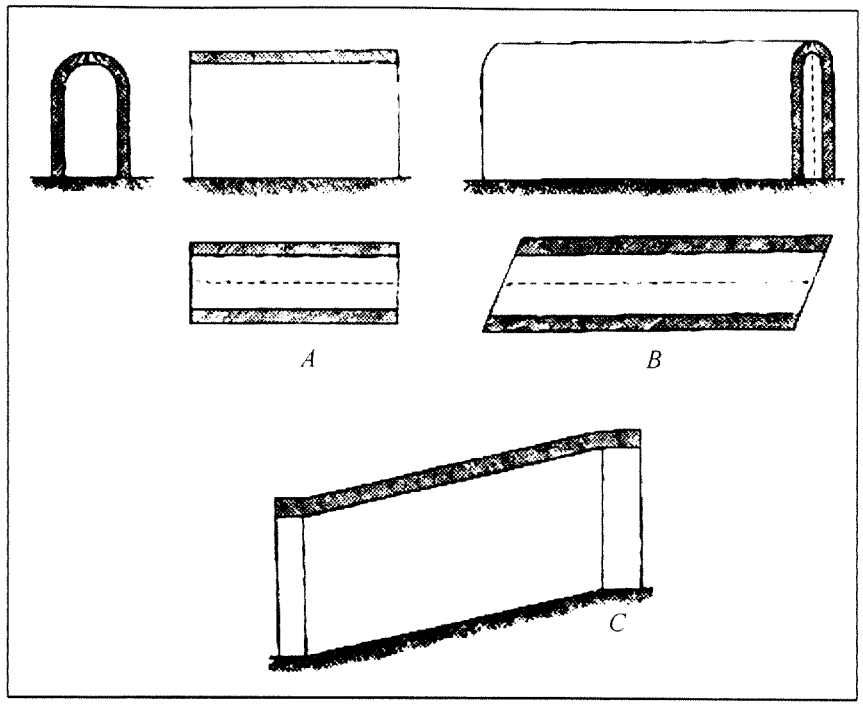


Fig. 2.134 – Abóbadas cilíndricas ou de berço [16]

- abóbadas *planas* ou *chatas*, fig. 2.135;

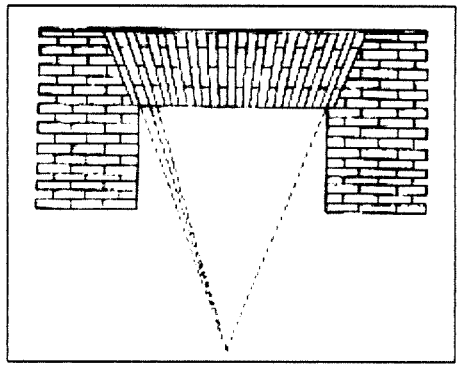


Fig. 2.135 – Abóbada plana ou chata [16]

- abóbadas *abatidas*, fig. 2.136, que se dividiam-se em *arco de círculo* ou *de geração*, *A*, *elípticas*, *B* e de *asa de cesto*, *C*. Estas duas últimas não originavam impulso horizontal porque carregavam verticalmente sobre os apoios;

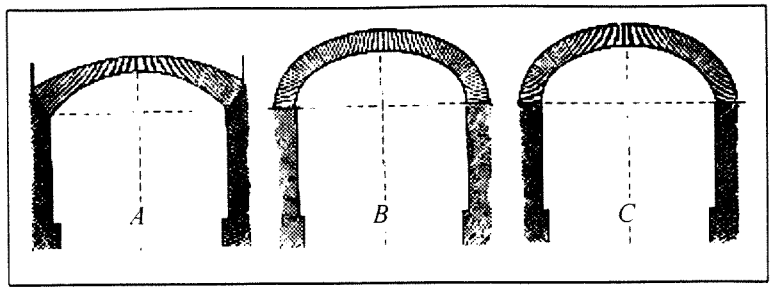


Fig. 2.136 – Abóbadas abatidas [16]

- abóbadas em *ogiva*, fig. 2.137, que se denominavam *de todo o ponto*, como *ABC*, *abatidas*, como *ABD*, e *elevadas* ou *de lanceta*, como *ABE*;

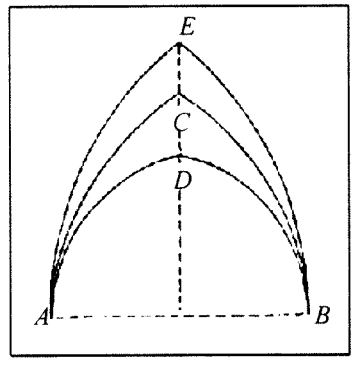


Fig. 2.137 – Abóbada em ogiva [16]

- abóbadas *elevadas*, fig. 2.138;

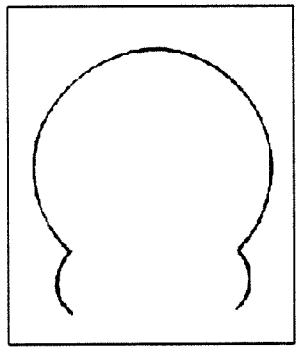


Fig. 2.138 – Abóbada elevada [16]

- abóbadas *aviajadas* ou *esconsas*, fig. 2.139, muito empregues como suporte de escadas e rampas, ou como contrafortes de muralhas que suportavam grandes cargas;

BIBLIOTECA FE PORTO

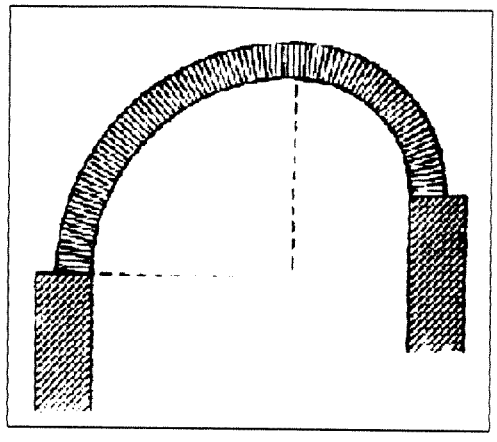


Fig. 2.139 – Abóbada aviajada ou esconsa [16]

- abóbadas *de revolução* ou *cúpulas*, denominadas *esféricas*, fig. 2.140;

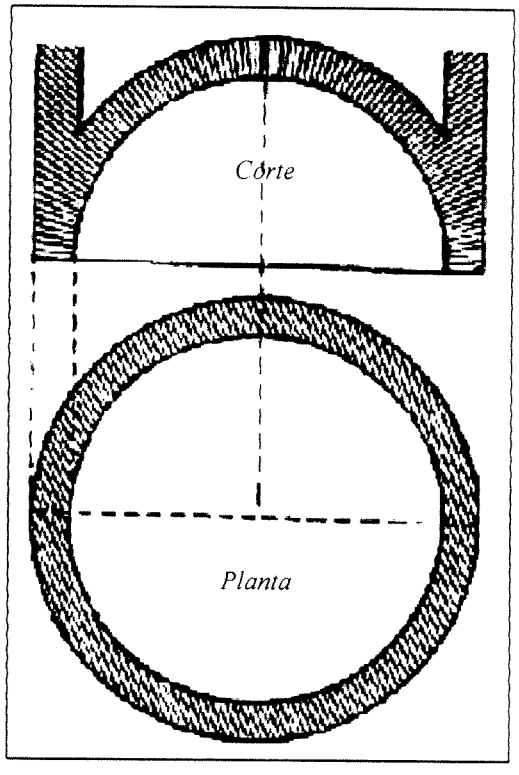


Fig. 2.140 – Abóbada de revolução ou cúpula [16]

- abóbadas *de arestas*, fig. 2.1 e fig. 2.141;

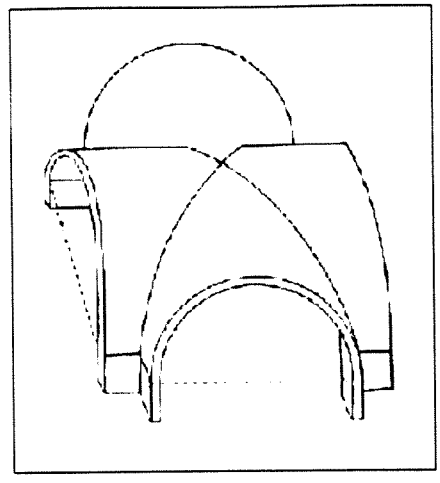


Fig. 2.141 – Abóbada de arestas, [16]

- abóbadas *de barrete de clérigo*, fig. 2.142;

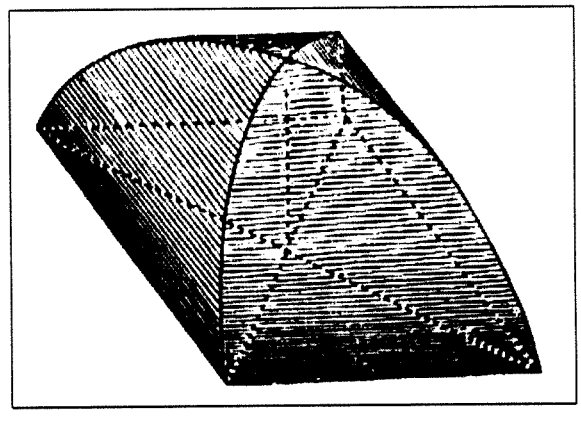


Fig. 2.142 – Abóbada de barrete de clérigo [16]

A construção das abóbadas compreendia quatro operações:

- 1ª - Estabelecimento dos *simples*;
- 2ª - Colocação dos materiais sobre os simples;
- 3ª - *Descintramento*;
- 4ª - Trabalhos complementares.

Os simples eram indispensáveis para sustentarem as abóbadas durante a fase de construção e enquanto as argamassas não adquirissem presa suficiente. Geralmente eram feitos de

madeira, mas havia casos em que era vantajoso o emprego de terra, de pedra, de tijolo e de ferro. Representam-se na fig. 2.143 vários simples destinados a suportarem abóbadas com vãos de 1 a 6 m.

A colocação das pedras nas abóbadas de cantaria iniciava-se simultaneamente em ambas as *impostas* (base da abóbada) ao longo de todo o seu comprimento.

Nas abóbadas de pedras irregulares, evitava-se tanto quanto possível a correspondência de juntas nas fiadas contíguas. A pedra era talhada ligeiramente de modo a apresentar a forma de cunha permitindo a sua justaposição sem deixar grandes interstícios. Na mesma fiada colocavam-se pedras de igual espessura, ficando as pedras mais grossas junto do apoio da abóbada.

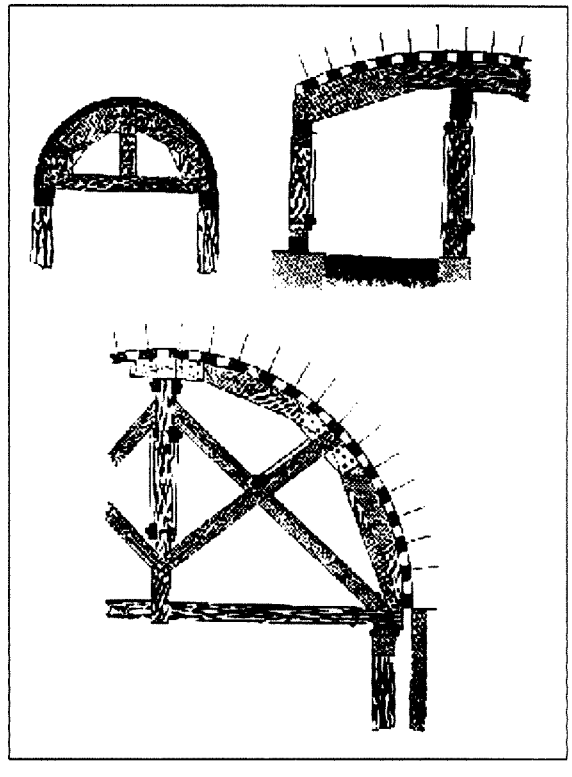


Fig. 2.143 – Simples destinados a suportar abóbadas com vãos de 1 a 6 m [16]

Nas abóbadas de tijolo utilizavam-se, às vezes, tijolos de formas especiais, mas normalmente recorria-se aos tijolos normais. Caso a abóbada fosse de uma a uma vez e meia, fig. 2.144 *D*, as juntas dos tijolos ficavam normais ao intradorso; como essas juntas tinham maior espessura no extradorso, adicionava-se na argamassa, quando a curvatura era grande, lascas de pedra, de tijolo, etc. Se, pelo contrário, a espessura fosse superior a uma vez e meia, dispunham-se os tijolos em anéis concêntricos, fig. 2.144 *A* e *B*, com a espessura de meia vez,

ligando-se os anéis com argamassa. Essa ligação também se podia obter com tijolos de cutelo ao alto, *C*. Em *D* mostra-se o fecho de uma abóbada de tijolo em ogiva.

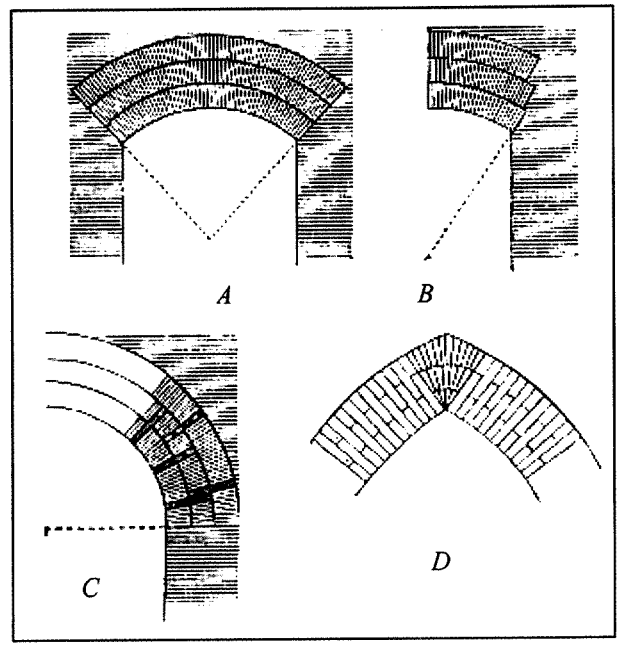


Fig. 2.144 – Várias disposições dos tijolos nas abóbadas [16]

As abóbadas de betão iniciavam-se pela construção de um molde de madeira sobre os simples.

Nas figs. 2.145 e 2.146 estão representados tipos de aberturas em abóbadas, executadas com o objectivo de iluminar o espaço coberto ou para servirem de passagem para uma escada ou um elevador.

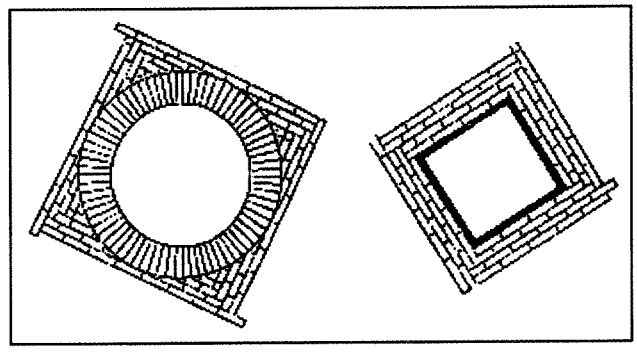


Fig. 2.145 – Aberturas em abóbadas para iluminação ou locais de passagem [16]

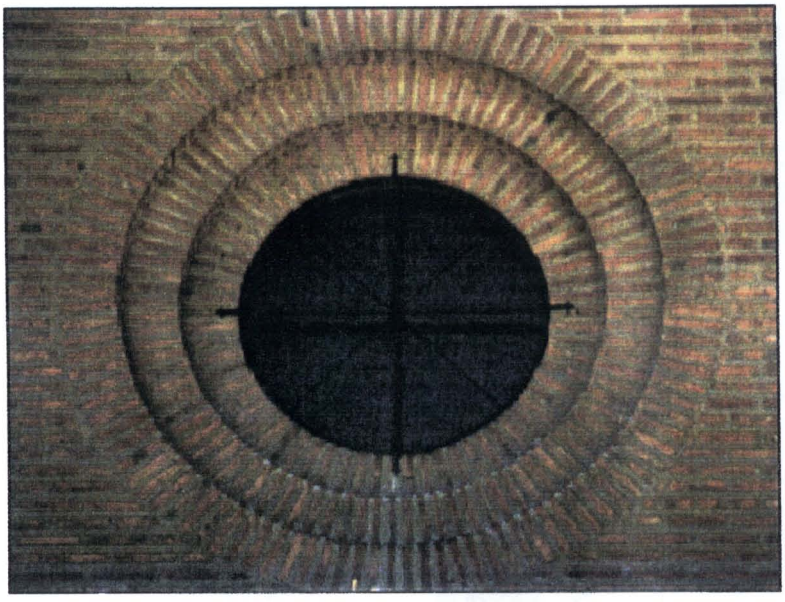


Fig. 2.146 – Abertura em abóbada utilizada para iluminação de um espaço coberto

O *descintramento* devia efectuar-se antes de completamente terminada a presa das argamassas e consistia em separar o simples da abóbada, com extrema regularidade e lentidão de modo que o movimento descencional daquele fosse simultâneo.

O Quadro 2.3 indica as expressões através das quais se podia obter a espessura no fecho, fig. 2.147 de uma abóbada de berço, em que r é o raio médio do intradorso expresso em metros.

Quadro 2.3 – Fórmulas para o cálculo da espessura no fecho de uma abóbada de berço [16]

Tipo de abóbada	**Fórmula para o cálculo da espessura *e* [m]**
À prova de bomba	$e = 0,50 + 0,12 \times r$
Ponte de caminho de ferro	$e = 0,40 + 0,08 \times r$
Túnel	$e = 0,30 + 0,06 \times r$
Abrigada (caves, lojas ou *subterrâneos*)	$e = 0,20 + 0,04 \times r$
Sujeita a pequenas cargas (igrejas)	$e = 0,10 + 0,02 \times r$

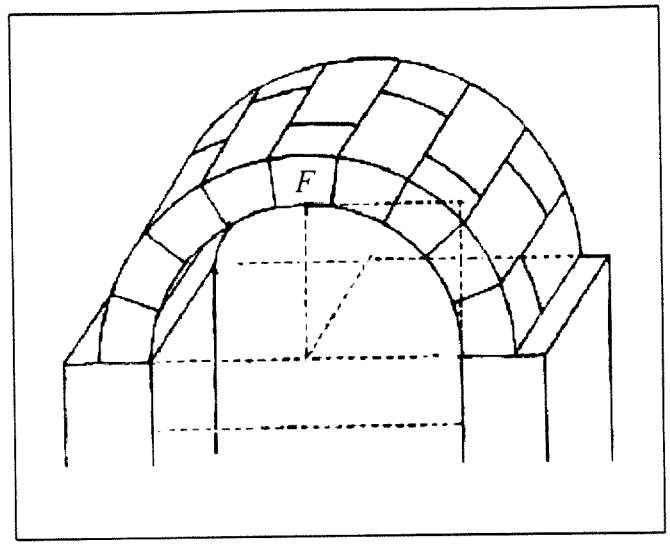


Fig. 2.147 – Fecho F de uma abóbada [16]

2.5.4 Regras construtivas e expressões analíticas de cálculo

2.5.4.1 Generalidades

Cedo se percebeu que existia uma relação entre a espessura das paredes e a sua altura e que esta relação podia ser modificada por diversas circunstâncias variáveis segundo os casos. A espessura das paredes dependia de diversas variáveis:

- da natureza e qualidade dos materiais empregues;
- da sua altura;
- dos esforços a que estava sujeita, como:
  - o peso próprio, o peso dos vigamentos dos sobrados e telhado e o peso da cobertura;
  - as sobrecargas normais e acidentais.

As paredes de cantaria prestavam-se a uma melhor aderência entre os seus elementos e a uma melhor distribuição de pressões do que as de alvenaria ordinária ou de tijolo, precisando, por consequência, menor espessura que estas últimas. Existe aqui uma contradição em relação ao que foi referido em 2.5.2.5, este facto revela a alguma falta de objectividade e o empirismo com que eram tratadas estas matérias na época.

Era também facilmente intuitivo que um muro de vedação só tinha que suportar o seu peso próprio e resistir à acção do vento (não havia ainda a preocupação sísmica) pelo que a sua espessura necessitaria de ser máxima quando fosse rectilíneo e muito comprido, se porém apresentasse ângulos, rectilíneos ou curvilíneos ou estivesse ligado a outros muros transversais, a sua espessura poderia ser favoravelmente reduzida e tanto mais quanto mais próximos estivessem esses muros.

As paredes dos edifícios, solidárias entre si e travadas pelos vigamentos, estavam em condições favoráveis para resistir aos esforços laterais, podendo ter portanto pequena espessura, relativamente à sua altura.

Assim, pelo exposto, mostrava-se impossível estabelecer regras com aplicações absolutas a todos os casos.

Os construtores, segundo o seu critério pessoal ou a sua conveniência, faziam variar muito a espessura das paredes, reduzindo-a ao mínimo para diminuir a despesa da construção, ou aumentando sobremaneira a espessura dada pelos cálculos de resistência dos materiais, com o objectivo de aumentar a sua duração e dar-lhes ao mesmo tempo um excesso de segurança.

Havia cidades em que a espessura mínima das paredes era estabelecida por imposições municipais ou leis especiais, a fim de evitar erros dos inexperientes e os abusos dos especuladores, uma vez que nessa altura os regulamentos que existiam não tinham a pormenorização que hoje apresentam.

A pequena espessura das paredes, suficiente sob o ponto de vista da estabilidade, não o era todavia, às vezes, para evitar que a chuva associada ao vento penetrasse e repassasse a parede indo humedecer e manchar o interior da habitação. A má qualidade dos materiais, pedra, tijolo e outros também concorria, em grande parte, para estes maus resultados. O que se diz em relação à chuva era também verdadeiro em relação às variações de temperatura, calor e frio, que igualmente se fazia sentir através das paredes delgadas. Segundo *Wanderley* a espessura mínima de paredes em habitações era de vez e meia tijolo ou seja aproximadamente 35 cm [12].

As grandes espessuras tornavam menos sensíveis as variações de temperatura no interior das habitações, fazendo-as frescas no verão e menos frias no inverno. Esta é aliás uma característica das casas antigas, devido à elevada inércia térmica.

A direcção da resultante de todas as forças a que estava sujeita uma parede devia cair dentro da base da parede ou muro, sendo conveniente que o fizesse no terço central da mesma base para que houvesse estabilidade.

2.5.4.2 Resistência à compressão

No Quadro 2.4 mostram-se os valores da resistência à compressão (*esmagamento*) das diversas alvenarias, onde a carga de segurança é considerada 1/10 da carga de esmagamento.

Quadro 2.4 - Resistência das alvenarias à compressão [12]

Natureza da alvenaria	Peso por metro cúbico (kg)	(kN)	Carga de Segurança (kg/cm²)	(N/mm²)	Observações
Cantaria de pedra muito dura e argamassa ordinária	2500 a 2700	25 a 27	30 a 60	3 a 6	A argamassa ordinária era formada por uma parte de cal para 3 de areia. A carga que uma parede ou um pilar podiam suportar diminuía com a altura. Quando esta excedesse 15 a 20 vezes a largura da base, apenas se devia tomar 0,25 a 0,50 dos valores apresentados. A carga de segurança à tracção considerava-se 1/10 dos valores indicados.
Cantaria de pedra dura e argamassa ordinária	2300 a 2500	23 a 25	15 a 30	1,5 a 2,5	
Cantaria de pedra semi-dura e argamassa ordinária	2200 a 2300	22 a 23	10 a 15	1 a 1,5	
Cantaria de pedra macia e argamassa ordinária	2000 a 2200	20 a 22	8 a 10	0,8 a 1	
Alvenaria de pedra aparelhada dura e argamassa ordinária	2000 a 2200	20 a 22	10 a 20	1 a 2	
Alvenaria ordinária	1700 a 2000	17 a 20	5 a 10	0,5 a 1	
Tijolo ordinário e argamassa ordinária	1700 a 1800	17 a 18	6 a 8	0,6 a 0,8	
Tijolo duro e argamassa ordinária	1800 a 2000	18 a 20	8 a 10	0,8 a 1	
Tijolo duro com argamassa de cimento	2000 a 2200	20 a 22	10 a 15	1 a 1,5	

Os valores apresentados neste Quadro são muito conservadores. A consideração da carga de segurança igual à décima parte da carga de esmagamento é demasiado penalizante.

2.5.4.3 Regras e fórmulas empíricas usadas no século passado

a) Generalidades

Na construção das casas de habitação prescrevia-se, como regra de arquitectura, que a largura dos nembos fosse dupla da largura dos vãos; no caso de existirem cunhais ou pilastras, o intervalo entre estes e as janelas que lhes ficavam contíguas era igual a metade da largura dos nembos. Como veremos mais à frente, esta é uma preocupação que continua

actual, uma vez que o EC6 exige uma largura mínima igual a 1/5 da semi-soma da altura das aberturas que delimitam os respectivos nembos.

Para assegurar a uma parede estabilidade conveniente, era indispensável que a sua espessura fosse tanto maior quanto mais alta fosse a parede e maior o seu comprimento.

No Quadro 2.5 apresentam-se algumas fórmulas para o cálculo de espessuras nos casos mais correntes, utilizadas no fim do século XIX.

Quadro 2.5 – Fórmulas para o cálculo de espessuras de muros e paredes [16]

Condições do muro ou da parede	**Fórmula para o cálculo da espessura *e* [m]**
Muro de vedação isolado	$e = \frac{a}{8}$
Muro de vedação ligado a outros muros perpendiculares, afastados entre si da distância *d*	$e = \frac{a}{8} \times \frac{d}{\sqrt{d^2 + a^2}}$
Muro em curva de raio *r*	$e = \frac{a}{8} \times \frac{\frac{r}{2}}{\sqrt{\frac{r^2}{4} + a^2}}$
Paredes paralelas e unidas pelo madeiramento do telhado	$e = \frac{a}{12} + \frac{L}{\sqrt{L^2 + a^2}}$
Paredes nas condições anteriores, mas contraventadas por paredes interiores e ligadas por sobrados	$e = \frac{a}{18} \times \frac{L}{\sqrt{L^2 + a^2}}$
Paredes de fachada de edifícios com divisões a toda a sua largura	$e = \frac{L + \frac{a}{2}}{24}$
Paredes de fachada, no caso de edifícios divididos por uma parede paralela àquelas paredes	$e = \frac{L + a}{48}$
Parede divisória descrita no caso anterior	$e = \frac{L' + a}{36}$

Neste Quadro os símbolos têm os seguintes significados:

- *a* é a altura do muro ou parede;
- *L* representa a largura do edifício;
- *L'* é o comprimento do espaço dividido pela parede.

Nos muros com jorramento, em que os paramentos eram inclinados de modo que a espessura aumentava do coroamento para os alicerces, as fórmulas davam a espessura a meio da altura do muro. A espessura dos muros de vedação, também variável com a natureza do material empregue, podia reduzir-se quando o muro era reforçado com *gigantes* ou contrafortes (muros de suporte).

b) Fórmulas de *Rondelet*

As fórmulas de *Rondelet* para o cálculo de paredes resistentes eram empíricas.

No caso do dimensionamento de muros de vedação, cujas extremidades se encontrassem ligadas a paredes transversais e não sujeitas a sobrecarga, *Rondelet* propunha o seguinte método gráfico para calcular a sua espessura:

1° - sobre uma recta marcava-se, a escala adequada, o comprimento do muro *EF*, fig. 2.148, igual ao desenvolvimento do mesmo;

2° - em *E* levantava-se uma perpendicular àquela recta, na qual *EA* se considerava igual à altura do muro. De acordo com o grau de segurança desejado assim se dividia esta altura em 8, 10 ou 12 partes iguais;

3° - traçava-se a linha *AF* e sobre ela tomava-se o comprimento *AC*, a partir de A, igual a um dos troços em que se dividiu a recta *AE* (na figura em 8 partes);

4° - por *C* fazia-se passar uma paralela a *AE* que ao intersectar *EF* nos dava a espessura *ED* que o muro deveria ter.

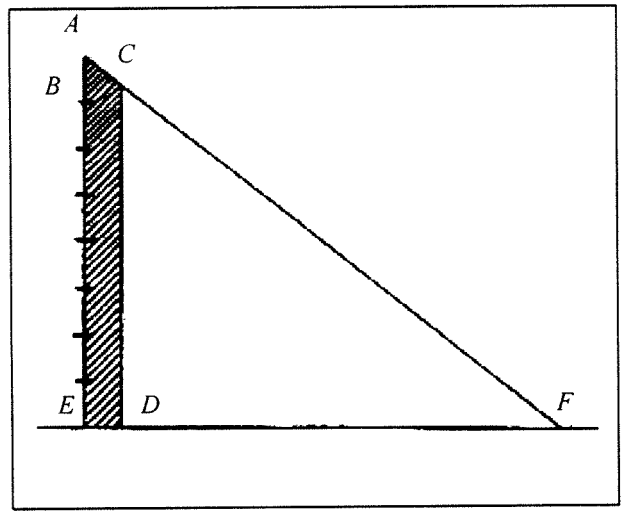


Fig. 2.148 – Método gráfico para cálculo da espessura dos muros livres de sobrecargas [12, 14]

Tratando-se de muros circulares tomava-se $EF = c = 0{,}0833 \times 2\Pi r$ ou aproximadamente $0{,}25 \times d$ e aplicava-se o método gráfico a que diz respeito a fig. 2.148.

As expressões algébricas que correspondem a este traçado são as indicadas no Quadro 2.6, nas linhas respeitantes aos muros de vedação, respectivamente se a divisão da altura a era em 8, 10 ou 12 partes iguais tanto para muros rectilíneos como circulares.

Assim conforme a estabilidade que se pretendia dar à parede resistente Rondelet apresenta em três situações três espessuras diferentes para a mesma parede ou muro, nos restantes casos indica apenas una espessura, Quadro 2.6.

Quadro 2.6 - Fórmulas de Rondelet para cálculo da espessura de paredes resistentes [12]

Situação da parede ou muro	**Fórmulas para o cálculo da espessura *e* [m]**
Parede completamente isolada	$e = 0{,}125 \times a \quad e = 0{,}10 \times a \quad e = 0{,}0833 \times a$
Muro de vedação com extremos ligados a paredes transversais e não sujeitos a sobrecarga	$e = 0{,}125 \times \frac{a \times c}{\sqrt{c^2 + a^2}}$ $e = 0{,}100 \times \frac{a \times c}{\sqrt{c^2 + a^2}}$ $e = 0{,}0833 \times \frac{a \times c}{\sqrt{c^2 + a^2}}$
Muro circular	$e = 0{,}125 \times \frac{d \times a}{\sqrt{d^2 + 16a^2}}$ $e = 0{,}100 \times \frac{d \times a}{\sqrt{d^2 + 16a^2}}$ $e = 0{,}0833 \times \frac{d \times a}{\sqrt{d^2 + 16a^2}}$
Parede carregada com um único piso travado superiormente por vigamento	$e = 0{,}0833 \times \frac{t \times a}{\sqrt{t^2 + a^2}}$
Igual ao caso anterior, mas estando a parede apoiada em edifício mais baixo, fig. 2.149	$e = 0{,}04166 \times \frac{t(a \times a')}{\sqrt{t^2 + (a + a')^2}}$
Parede exterior ao edifício de vários pisos com ausência de parede divisória paralela à fachada *	$e = 0{,}02083 \times (2t + a)$
Igual ao caso anterior, mas com divisória *	$e = 0{,}02083 \times (t + a)$
Parede divisória até ao primeiro piso	$e = 0{,}0277 \times (a + t)$
Parede divisória de *n* pisos	$e = 0{,}0277 \times (a + t) + 0{,}014n$
* nestes dois casos o valor de *e* é a espessura da parede do piso superior e *a* a altura do mesmo piso.	

Onde as variáveis e símbolos têm os seguintes significados:

- e - espessura da parede em metros;
- a - altura da parede em metros;
- c - comprimento livre da parede;
- d - diâmetro do muro
- t - profundidade do edifício, isto é, a distância da fachada à parede posterior;
- a' - parte desamparada da parede, fig. 2.149;

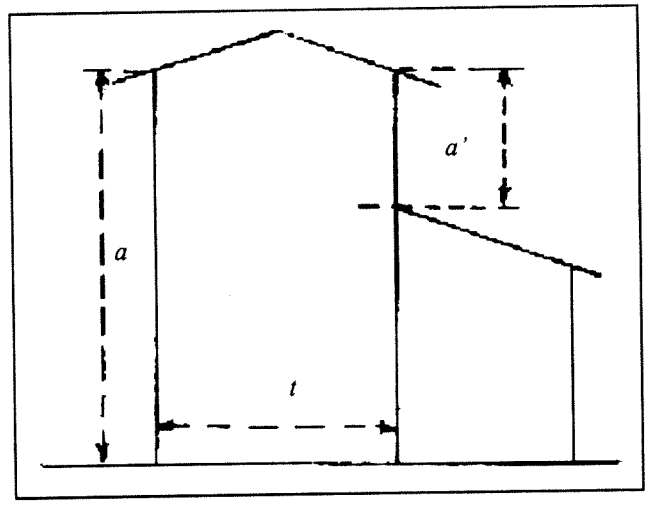


Fig. 2.149 – Parede apoiada parcialmente noutra [12]

Todas as fórmulas constantes do quadro apresentado se aplicavam a paredes de alvenaria ordinária e de tijolo, tendo apenas em consideração o peso próprio dos materiais e desprezando a qualidade da aderência resultante da argamassa.

c) Fórmulas de *Redtenbacher* [12]

Redtenbacher aconselhava para as casas de habitação o emprego das fórmulas que se indicam a seguir e nas quais t representa a profundidade do edifício perpendicularmente à sua fachada, a_1, a_2, a_3 ... a altura dos diversos pisos a contar do topo do edifício e e_1, e_2, e_3 ... as respectivas espessuras das paredes:

$$e_1 = 0{,}025t + 0{,}04a_1 \qquad (2.1)$$

$$e_2 = 0{,}025t + 0{,}04 \cdot (a_1 + a_2) \qquad (2.2)$$

$$e_3 = 0{,}025t + 0{,}04 \cdot (a_1 + a_2 + a_3) \qquad (2.3)$$

O Quadro 2.7, que se indica a seguir, foi calculada segundo estas fórmulas, considerando $a_1 = a_2 = a_3 = 4{,}0$ m.

Quadro 2.7 - Espessura das paredes para diferentes profundidades t do edifício segundo *Redtenbacher* [12]

Número de pisos	Espessura para a base das paredes			
	t = 6,0m (m)	t = 8,0 m (m)	t = 10,0 m (m)	t = 12,0 m (m)
1	0,31	0,36	0,41	0,46
2	0,47	0,52	0,57	0,62
3	0,63	0,68	0,73	0,78
4	0,79	0,84	0,89	0,94
5	0,95	1,00	1,05	1,10
6	1,11	1,16	1,21	1,26

d) Dados práticos

As espessuras obtidas pelas fórmulas antecedentes eram calculadas não tendo em consideração a rotura por compressão dos materiais, mas sim a fractura das paredes por separação das suas partes ou derrubamento do todo. Havia porém circunstâncias estranhas à resistência dos materiais, que faziam com que se aumentasse a espessura muito além dos resultados do cálculo. Por exemplo, o abalo produzido pelo bater das portas tornava-se problemático quando as paredes tinham espessura inferior a 50 cm. As grandes espessuras tornavam o interior das habitações menos sensíveis às variações da temperatura exterior, como já foi referido.

As fórmulas citadas podiam ainda conduzir a espessuras exageradas, quando se tratasse de materiais de muito boa qualidade.

Na prática não era corrente utilizar estas fórmulas, recorrendo os construtores a diferentes tabelas abrangendo, entre certos limites, os resultados colhidos da experiência e da observação de diversas construções. Como exemplos apresentam-se os Quadros 2.8 e 2.9, onde se apresentam as espessuras aconselhadas por *Claudel* e *Ramée* e por *Molesworth*, respectivamente. As dimensões indicadas são para paredes de tijolo.

Quadro 2.8 - Espessura usual das paredes dos edifícios *de rendimento* segundo *Claudel* e *Ramée* [12]

Parte das paredes	Paredes			Altura dos pisos entre vigamentos (m)
	De frente (m)	Posterior (m)	Divisórias (m)	
Fundações	0,75 a 1,00	0,75 a 1,00	0,70 a 0,85	
Subterrâneo	0,65 a 0,80	0,75 a 0,80	0,45 a 0,60	2,10 a 3,00
Rés-do-chão	0,50 a 0,65	0,45 a 0,50	0,35 a 0,50	3,25 a 5,00
1° piso	0,45 a 0,65	0,35 a 0,50	0,35 a 0,40	3,25 a 5,00
2° piso	0,35 a 0,45	0,25 a 0,40	0,25 a 0,35	3,00 a 4,25
3° piso	0,25 a 0,40	0,25 a 0,35	0,25 a 0,35	2,85 a 3,50
4° piso	0,25 a 0,40	0,25 a 0,30	0,15 a 0,30	2,75 a 3,25
5° piso	0,25 a 0,30	0,25 a 0,30	0,15 a 0,30	2,75 a 3,00
6° piso	Sempre de mansarda ou ático			——
Rés-do-chão em edifícios de maior importância	0,65 a 1,00	0,65 a 1,00	0,45 a 0,55	——
Rés-do-chão com edifícios de abóbadas superiores	1,00 a 2,00	1,00 a 2,00	0,70 a 1,00	——

Deste Quadro salienta-se a significativa maior espessura das paredes quando se utilizam abóbadas, concerteza associada à anulação dos impulsos horizontais por elas provocados.

Quadro 2.9 - Espessura das paredes de tijolo das habitações segundo *Molesworth* [12]

Altura máxima da parede (m)	Comprimento máximo da parede (m)	Espessura mínima da parede indicada pelo número de tijolos							
		Cave	1º piso	2º piso	3º piso	4º piso	5º piso	6º piso	Outros
30	Ilimitado	3 ½	3	3	2 ½	2 ½	2	2	1 ½
	24	3	3	2 ½	2 ½	2	2	—	1 ½
	14	2 ½	2 ½	2	2	2	—	—	1 ½
27	Ilimitado	3 ½	3	3	2 ½	2	2	—	1 ½
	21	3	2 ½	2 ½	2	2	—	—	1 ½
	14	2 ½	2 ½	2	2	—	—	—	1 ½
24	Ilimitado	3	2 ½	2 ½	2	2	—	—	1 ½
	18	2 ½	2 ½	2	2	—	—	—	1 ½
	14	2 ½	2	2	—	—	—	—	1 ½
21	Ilimitado	3	2 ½	2 ½	2	—	—	—	1 ½
	17	2 ½	2	2	—	—	—	—	1 ½
	12	2	2	—	—	—	—	—	1 ½
18	Ilimitado	2 ½	2	2	—	—	—	—	1 ½
	15	2	2	—	—	—	—	—	1 ½
	9	2	—	—	—	—	—	—	1 ½
15	Ilimitado	2 ½	2	—	—	—	—	—	1 ½

		Cave	Entre a cave e o penúltimo piso	Penúltimo piso	Piso superior
15	14	2	1 ½	1 ½	1
	9	1 ½	1 ½	1 ½	1
12	Ilimitado	2	1 ½	1 ½	1
	10	1 ½	1 ½	1	1
9	Ilimitado	1 ½	1 ½	1 ½	1
	10	1 ½	1 ½	1	1
7	Ilimitado	1 ½	1 ½	1 ½	1
	9	1	1	1	1

Notas:

- devia aumentar-se a espessura da parede de 1/16 da altura do piso, se por acaso o valor encontrado fosse muito pequeno;
- as sapatas das paredes deviam ser iguais ao dobro da espessura na cave diminuindo em dentes regularmente, de base igual a metade da altura;
- as espessuras são indicadas pelo número de tijolos empregados.

Capítulo 3

Evolução da utilização dos materiais de alvenaria em Portugal

3.1 Introdução

Portugal não é conhecido por ser um país muito dado a estudos estatísticos. O I recenseamento geral de habitação foi efectuado em 1970 e a análise dos seus resultados, assim como dos que lhe sucederam em 1981 e 1991, não deixa de ser interessante.

Contudo os critérios que nortearam estes recenseamentos foram variando à medida que estes foram sendo feitos, não havendo assim uma informação contínua de dados, com prejuízo evidente para quem pretenda estudar a sua variação no tempo e/ou fazer uma comparação por épocas.

Assim por exemplo, o I recenseamento faz uma análise em função dos alojamentos clássicos ocupados ou fogos, enquanto os resultados do II recenseamento surgem em função do número de edifícios. Os resultados do II e do III recenseamento podem neste aspecto ser comparados, mas enquanto em 1981 temos o país dividido em distritos, em 1991 já a divisão é feita em termos de zonas geográficas. Ainda em relação a este último recenseamento não houve uma informação por época como até aí e portanto os resultados deste são um resultado acumulado ao longo dos anos.

Deste modo os valores e as comparações apresentadas terão que ter em conta estes pressupostos.

Esta análise estatística é orientada para o estudo da situação na região Norte, mas também se apresentam algumas comparações e referências em relação ao todo nacional. Por exemplo em 1970 a região Norte representava 31,7 % do total dos alojamentos clássicos ocupados; em 1981 existiam 854906 edifícios na região Norte correspondentes a 34,1 % do total nacional; relativamente a 1991 este último valor passava a ser de 34,2 %.

3.2 I Recenseamento geral de habitação – 1970 [46]

Os resultados deste recenseamento colhidos para este estudo basearam-se em quadros de dados com as seguintes informações e características:

- alojamentos clássicos ocupados, segundo o tipo dos principais materiais de construção dos elementos resistentes, por época de construção, por distritos;
- os principais materiais de construção dos elementos resistentes considerados foram: o adobe, a madeira, a pedra (com e sem argamassa), o tijolo, o tijolo/pedra, o betão, os blocos de cimento;
- as épocas de construção do prédio dividiram-se como se indica: antes de 1850, entre os seguintes períodos 1850/1900, 1901/19, 1920/45, 1946/60 e depois de 1960;
- os distritos apresentavam a divisão que ainda hoje vigora.

A pedra destacou-se como o principal material de construção utilizado em Portugal, fig. 3.1. O uso deste material podia ser feito com e sem argamassa, mas foi na primeira modalidade que a sua utilização foi mais generalizada. O domínio do uso da pedra, como material de construção desde sempre, estendeu-se a todo o país e regiões autónomas, contudo esta predominância da pedra sobre os outros materiais perdeu-se mais cedo nas regiões Centro e Sul do que na região Norte.

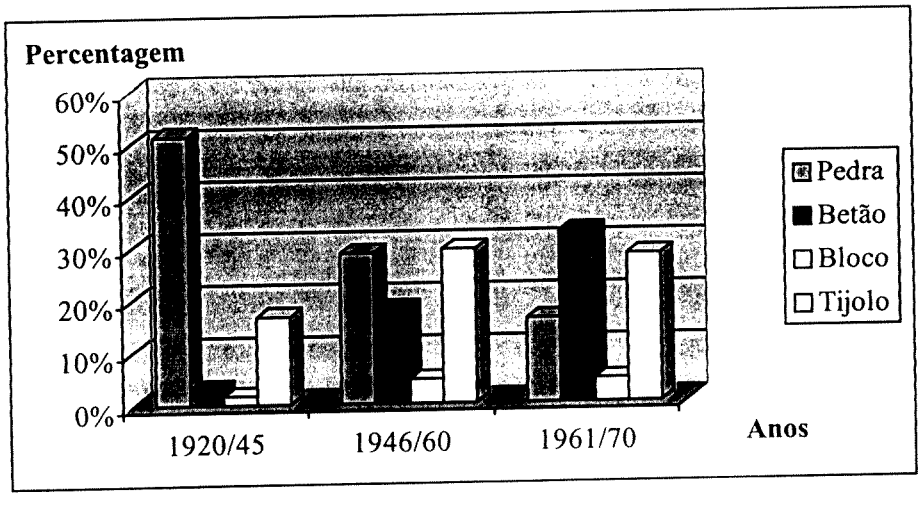


Fig. 3.1 – Principais materiais de construção dos elementos resistentes usados entre 1920 e 1970

O adobe, outro material de construção cuja utilização foi analisada no recenseamento de 1970, nunca teve um peso muito significativo na construção a nível nacional. Contudo em algumas zonas do país e em determinados períodos do passado a sua utilização merece uma referência, estão neste caso os distritos de Setúbal, Santarém e Aveiro até ao primeiro quarteirão deste século.

O tijolo, de utilização muito reduzida, foi ganhando terreno em relação a outros materiais de construção, particularmente à pedra, e surgia já entre 1960 e 1970 em associação com o betão como o substituto natural desta, fig. 3.1. Houve no entanto alguns distritos em que essa utilização ocorreu mais cedo como por exemplo Évora e Setúbal (entre 1920 e 1960), Leiria, Portalegre e Vila Real (entre 1946 e 1970). Nos Açores e na Madeira a utilização do tijolo nunca atingiu valores muito significativos.

O betão até 1970 (com excepção dos distritos de Lisboa, Setúbal e Faro) não teve uma utilização muito generalizada, se bem que representasse já entre 1960 e 1970 cerca de um terço do total dos materiais de construção usados como elementos resistentes. No entanto a sua aplicação na região Norte era sensivelmente três vezes inferior à média nacional no referido período, figs. 3.1 e 3.2.

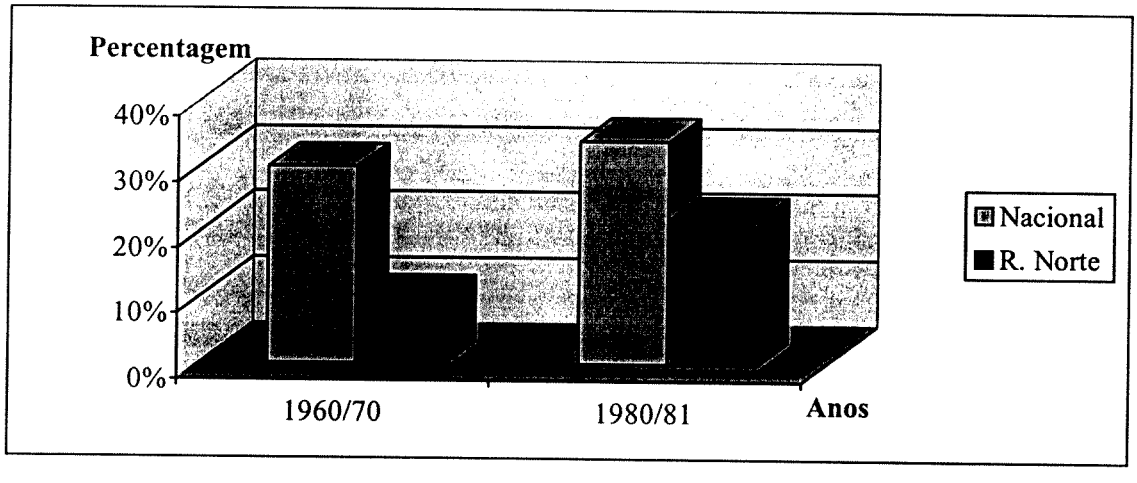


Fig. 3.2 – Comparação entre a utilização do betão armado a nível nacional e na região Norte entre os anos 60 e 70 e 80 e 81

O uso de blocos de betão mostra-nos uma situação oposta ao tijolo. Enquanto no continente este material de construção nunca teve até 1970 uma utilização expressiva, nos Açores e na Madeira ocorreu exactamente o contrário, isto é, os blocos de betão eram o material de construção por excelência desde 1946. A constatação deste facto está certamente relacionada com a ausência, nestes arquipélagos, de argilas e de indústria ligada à transformação desta matéria prima em material de construção.

O recurso a outros materiais nunca teve grande significado a nível nacional.

3.3 II Recenseamento geral de habitação (região Norte) – 1981 [47]

Os resultados apresentados por este recenseamento e que serviram de base a este estudo caracterizam-se, em termos gerais, por facultarem a seguinte informação:

- o número de edifícios, segundo o número de pavimentos, por principais materiais utilizados na construção;
- o número de edifícios, segundo o número de pavimentos, por épocas de construção;
- o número de edifícios, segundo a época de construção, por principais materiais utilizados na construção;
- os principais materiais utilizados na construção dividem-se em elementos resistentes (betão armado, paredes resistentes que não de betão armado, madeira e outros) e paredes exteriores (alvenaria de tijolo corrente, alvenaria de blocos de betão, madeira e outros);
- as épocas de construção consideradas foram as seguintes: antes de 1919 e entre os períodos: 1919/45, 1946/60, 1961/70, 1971/75, 1976/79 e 1980/81;
- as zonas geográficas estão separadas por distritos.

É ainda de salientar que enquanto no I recenseamento se fez uma análise nacional, neste II recenseamento tratou-se mais em particular a região Norte, se bem que em determinadas alturas se tenha feita uma comparação com a situação global do país.

Os resultados que foram encontrados são expostos a seguir.

3.3.1 Material utilizado nas paredes exteriores por época de construção

Na região Norte a alvenaria de blocos de betão representava antes de 1919 cerca de um décimo do total das paredes exteriores em edifícios, mas a sua utilização crescente fez com que entre 1980 e 1981 pouco menos de metade das paredes exteriores fossem deste material, Quadro 3.1 e fig. 3.3. Este é um resultado surpreendente e de certo modo duvidoso por parecer excessivo para o período de 1980 a 1981.

Outra alvenaria que teve um rápido desenvolvimento, suplantando mesmo a de blocos, foi a alvenaria de tijolo corrente. No entanto a utilização desta alvenaria atingiu o máximo entre

1971 e 1975, período a partir do qual a sua utilização decresceu ligeiramente. Nos anos de 1980 e 81 a sua utilização atingiu cerca de 40% do total, Quadro 3.1 e fig. 3.3.

Salienta-se o facto, já assinalado no anterior recenseamento, de haver uma grande diferença de utilização destes dois tipos de alvenaria na Madeira e nos Açores em comparação com o continente, Quadro 3.1.

A madeira nunca teve muita aplicação ao nível das paredes exteriores e o emprego de outros materiais, onde a pedra se encontra englobada, decresceu vertiginosamente.

Quadro 3.1 - Uso de diferentes materiais em paredes exteriores em Portugal, região Norte e Ilhas por anos de construção

Uso %	Portugal			Norte			Ilhas		
Ano	Tijolo	Bloco	Outro	Tijolo	Bloco	Outro	Tijolo	Bloco	Outro
1919/45	17,2	16,2	66,4	12,1	20,0	67,9	1,1	32,6	66,3
1946/60	39,2	21,9	38,7	25,3	27,4	47,3	2,3	65,9	31,8
1961/70	56,7	22,9	20,4	38,0	31,7	30,3	2,7	79,2	18,1
1971/75	59,4	25,2	15,4	40,9	37,0	22,1	2,5	76,6	20,9
1976/79	56,0	30,6	13,4	38,9	43,7	20,4	2,7	79,4	17,9
1980/81	55,5	33,2	11,3	38,4	47,3	14,3	2,5	75,0	22,5

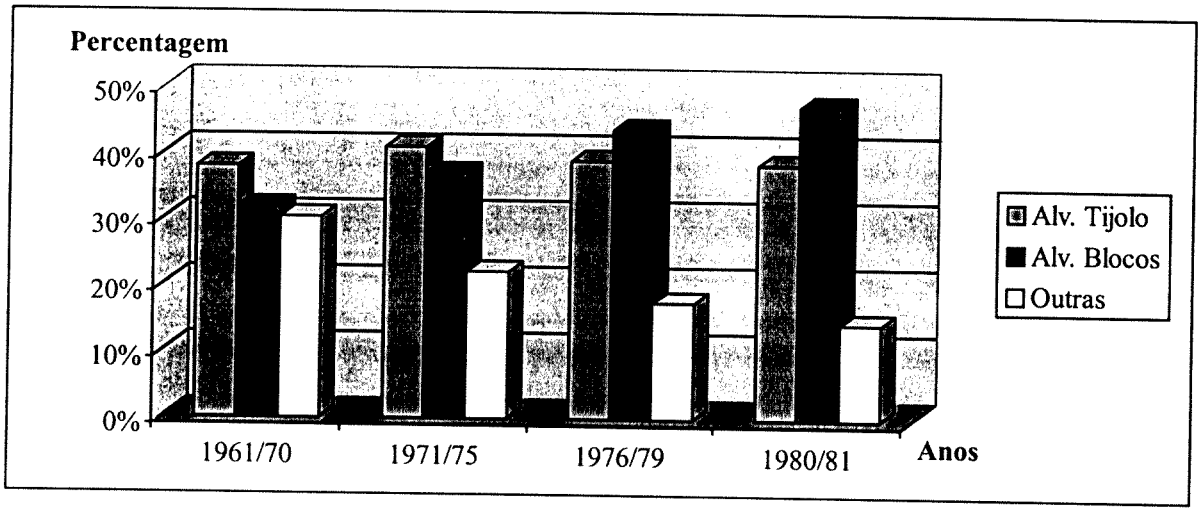


Fig. 3.3 – Alvenarias mais utilizadas em paredes exteriores na região Norte ao longo dos anos indicados

3.3.2 Relação entre o número de pavimentos e o material usado nas paredes exteriores

Com o incremento do número de pavimentos é natural que se recorra a soluções mais aligeiradas e industrializadas de modo a minimizar o peso e consequentemente os esforços a ele associados. Deste modo o uso das alvenarias de tijolo corrente e de blocos de betão, muito mais ligeiras do que a alvenaria tradicional de pedra, tiveram uma evolução semelhante. Representando pouco menos de metade das paredes exteriores dos edifícios com um pavimento, o seu uso foi crescendo até atingir cerca de três quartos das paredes exteriores de edifícios com cinco ou mais pisos.

Nas paredes exteriores de outros materiais, onde a alvenaria de pedra teria um papel primordial verificou-se o inverso. Isto é, em edifícios até três pisos foi a solução mais utilizada sendo inclusivé responsável por metade das paredes exteriores até dois pisos. Contudo ao aumentar o número de pavimentos a sua importância foi diminuindo gradualmente à medida que o uso das alvenarias de tijolo e de blocos de betão ganhava terreno.

3.3.3 Variações significativas dentro da região Norte

Os distritos de Viana do Castelo, Vila Real e Bragança destacaram-se por terem uma percentagem mais elevada de edifícios com paredes exteriores de tijolo corrente do que a média regional, assim como o distrito de Braga mas em relação à alvenaria de blocos de betão fig. 3.4.

Os distritos de maior predominância de paredes exteriores de tijolo localizam-se nas proximidades dos principais centros produtores de argilas utilizadas na indústria cerâmica, como são os casos das argilas de S. Pedro da Torre e da região de Alvarães no distrito de Viana do Castelo, as argilas das regiões de Bragança e de Carvalhais (Mirandela) no distrito de Bragança e as argilas da região de Chaves no distrito de Vila Real [83].

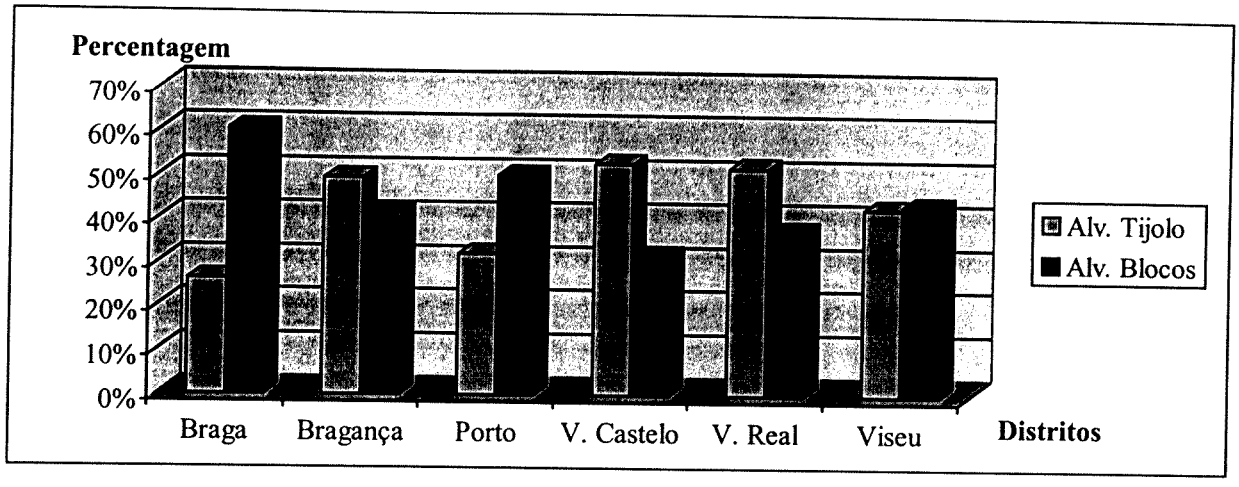


Fig. 3.4- Utilização das alvenarias de tijolo e de blocos na região Norte em 1980 e 81 por distritos

3.4 III Recenseamento geral de habitação (região Norte) – 1991 [48]

Os dados apresentados no III recenseamento são os que menos informação fornecem para o estudo em questão, as suas características principais são:

- número de edifícios, segundo o número de pavimentos, por principais materiais utilizados na construção;
- número de edifícios, segundo o número de pavimentos por concelho;
- número de edifícios, segundo os principais materiais utilizados na construção, por concelho;
- principais materiais utilizados na construção divididos em elementos resistentes (betão armado, paredes resistentes que não de betão armado, pedra, madeira e outros) e paredes exteriores (alvenaria de tijolo, alvenaria de blocos de betão, pedra não aparelhada, madeira e outros); salienta-se o facto de a pedra não estar englobada nas paredes resistentes como à partida seria de supor.
- resultados apresentados por regiões e dentro destas por zonas geográficas, que no caso da região Norte são: Alto Trás-os-Montes, Ave, Cávado, Douro, Entre Douro e Vouga, Grande Porto, Minho Lima e Tâmega;
- inexistência de informação por épocas de construção relativamente aos materiais utilizados nas paredes exteriores ou como elementos resistentes, por isso os resultados apresentados são valores acumulados.

De forma semelhante ao que aconteceu no II recenseamento também neste caso o estudo foi mais centralizado na região Norte, havendo no entanto algumas referências à situação nacional.

3.4.1 Número de pisos

Relativamente ao número de pisos verificou-se que mais de 90% dos edifícios tinham apenas até dois pisos, e destes mais de metade têm dois pisos fig. 3.5.

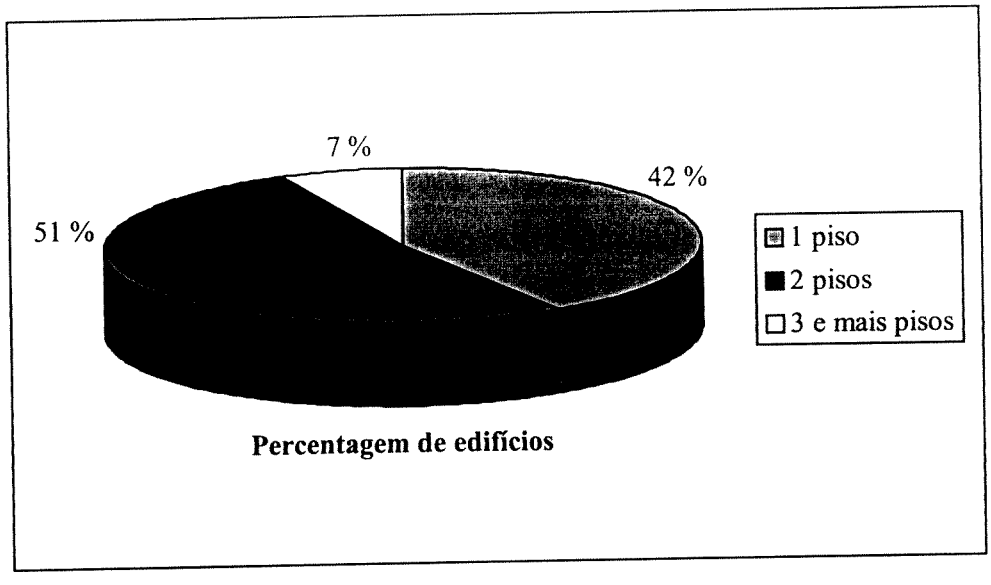


Fig. 3.5 – Percentagem de edifícios por número de pisos na região Norte considerando os edifícios construídos até 1991

3.4.2 Número de pisos e elementos resistentes

Em termos de elementos resistentes, a pedra era o material mais utilizado até aos três pisos para os edifícios construídos até 1991.

As paredes resistentes e a pedra, que como já foi referido não estava englobada nesta categoria, representavam do total dos edifícios até três pisos cerca de um terço, mas tanto a pedra como as paredes resistentes foram gradualmente substituídas pelas estruturas reticuladas de betão armado à medida que os edifícios aumentavam de altura, sendo o elemento resistente mais usado nos edifícios com três e mais pisos, fig. 3.6.

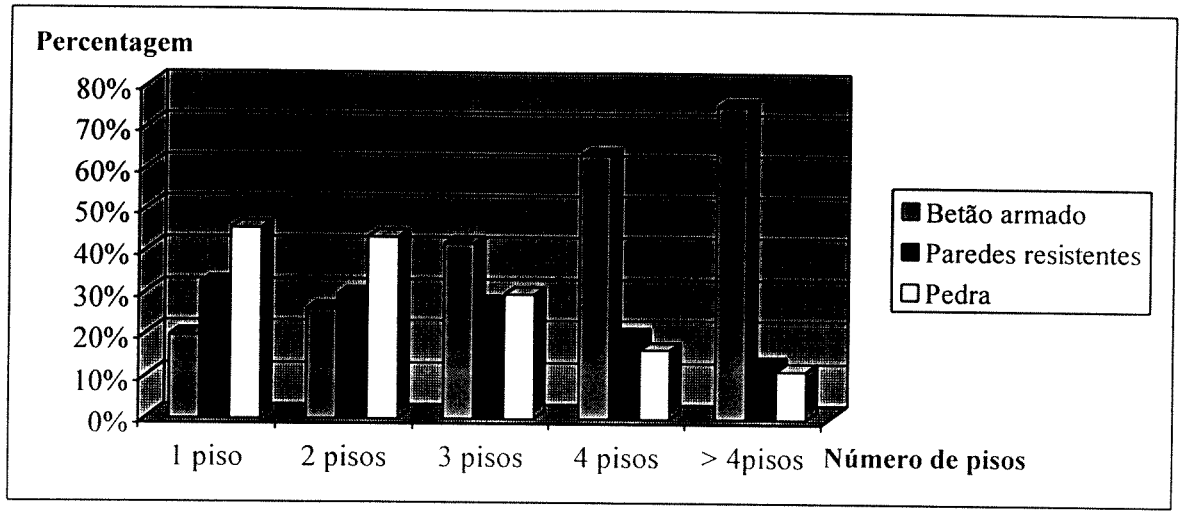


Fig. 3.6 – Variação dos elementos resistentes em função do número de pisos considerando os edifícios construídos até 1991

3.4.3 Número de pisos e material usado nas paredes exteriores

O resultado acumulado até 1991 ao nível das paredes exteriores considerando estruturais e não estruturais, aponta como material mais usado o tijolo corrente cujo emprego crescia à medida que aumentava o número de pisos. Em edifícios com três e mais pisos representava mais de metade do total das paredes exteriores dos edifícios.

Outra solução de grande divulgação era a alvenaria de blocos de betão, com uma quota quase constante de cerca de um terço do total, independentemente do número de pisos.

A importância da pedra não aparelhada decresceu à medida que o número de pisos aumentou (como já tinha acontecido no recenseamento de 1981), desde cerca de um terço dos edifícios com um piso, até valores insignificantes em edifícios com quatro e mais pisos, sendo substituída pela alvenaria de tijolo corrente, como mostra a fig. 3.7.

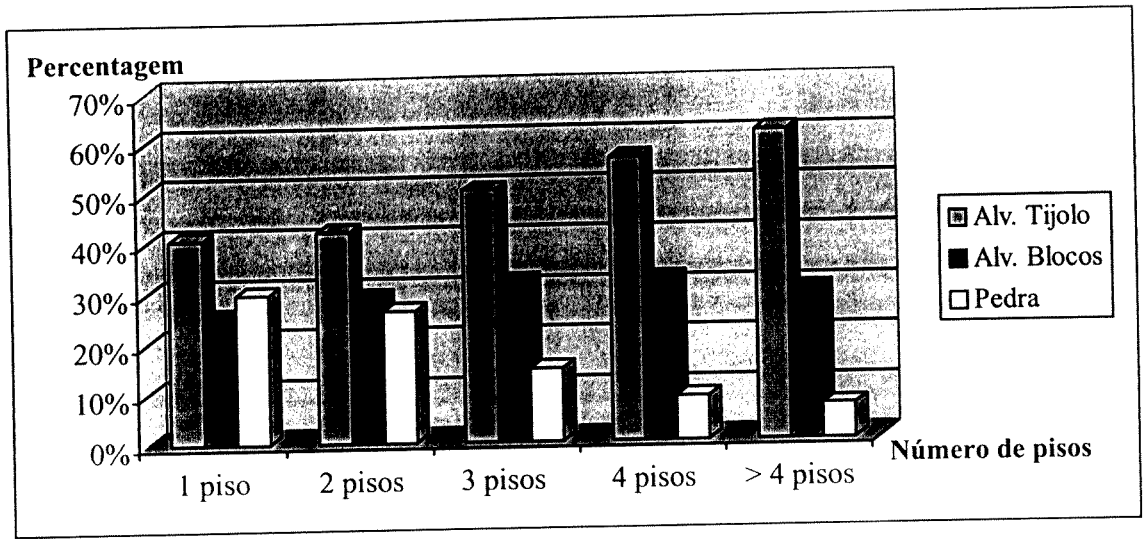


Fig. 3.7 - Materiais de construção utilizados nas paredes exteriores por número de pisos considerando os edifícios construídos até 1991

3.4.4 Comparação dentro da região Norte

Na região Norte e no total dos edifícios construídos até 1991, a pedra manteve-se como o elemento resistente de maior uso seguida das paredes resistentes e do betão armado. A este respeito destacam-se as zonas do Tâmega e do Cávado por terem respectivamente uma maior e menor utilização da pedra em relação à média da região.

Relativamente à distribuição dos edifícios por pisos, a região Norte caracterizou-se por ter mais de metade dos edifícios com 2 pisos. No entanto existiam três zonas que sobressaíram da média regional, eram elas Alto-Trás-os-Montes e Tâmega, por terem uma percentagem superior de edifícios com dois pisos e a zona do Grande Porto por apresentar, em percentagem, menos edifícios com 2 pisos.

Em relação às paredes exteriores a região Norte em 1991 caracterizava-se pelo predomínio da alvenaria de tijolo corrente enquanto as alvenarias de blocos de betão e de pedra não aparelhada tinham praticamente o mesmo peso à volta de um quarto cada. Todavia existiam algumas zonas geográficas que não respeitavam esta relação. Por exemplo nas zonas do Ave e do Tâmega a alvenaria de blocos de betão era a solução mais utilizada nas paredes exteriores. Por outro lado nas regiões de Entre Douro e Vouga e do Grande Porto mais de metade dos edifícios eram construídos com paredes de alvenaria de tijolo corrente, fig 3.8.

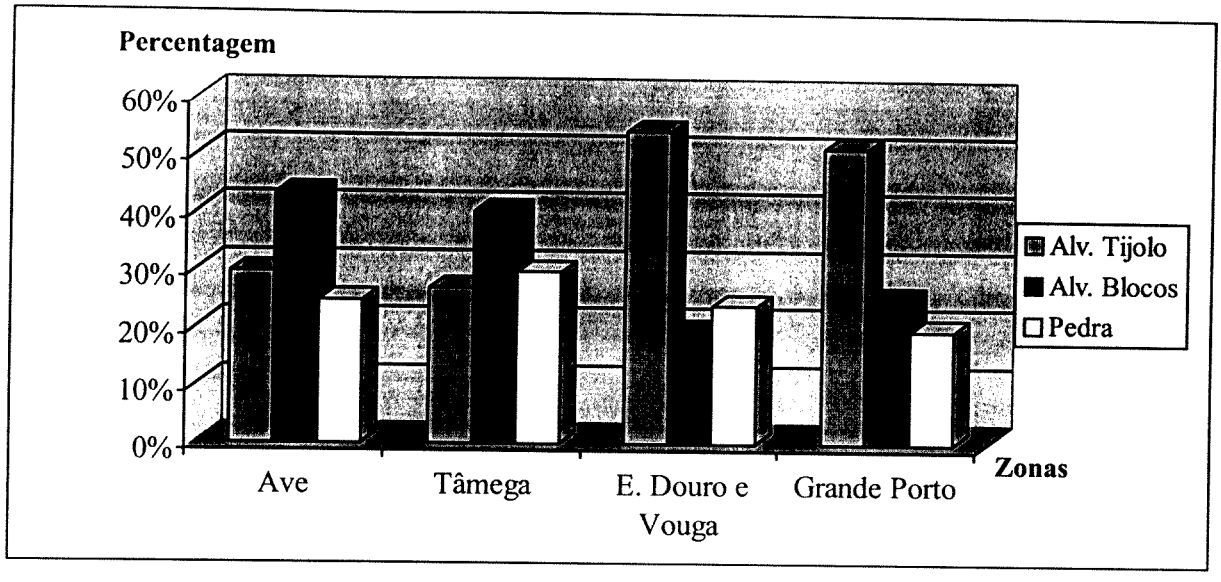


Fig. 3.8 – Maiores variações na utilização dos materiais de alvenaria nas paredes exteriores na região Norte considerando os edifícios construídos até 1991

3.5 Outras comparações

É muito difícil fazer comparações com um mínimo de rigor entre recenseamentos devido ao facto de não ter havido a preocupação de manter os critérios em cada recenseamento. Ainda assim, apresenta-se uma comparação muito resumida e baseada nalguns dados susceptíveis de comparação, tendo em atenção as ressalvas feitas em 3.1.

3.5.1 Em 1970

Comparando os resultados nacionais com os da região Norte dois factos são de salientar:

- entre 1960 e 1970 o betão representava já cerca de um terço dos principais elementos resistentes a nível nacional, enquanto na região Norte esse valor era cerca de três vezes inferior (Fig. 3.1);
- no mesmo período a utilização da pedra como principal elemento resistente não chegava a 20 % a nível nacional, menos de metade do que o que acontecia na região Norte, como se representa na fig.3.9.

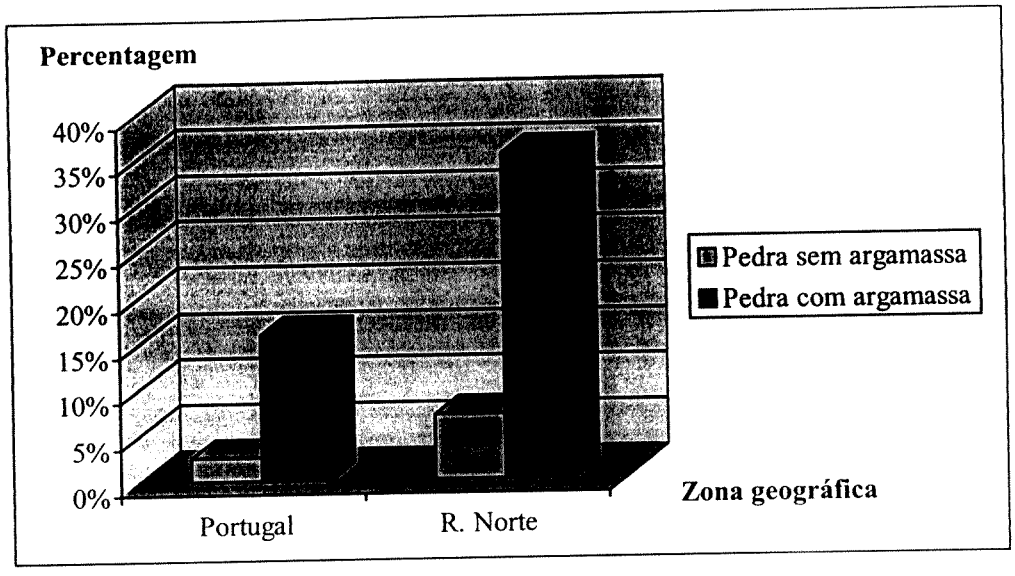


Fig. 3.9 – Comparação da utilização da pedra em Portugal e na região Norte entre 1960 e 1970

3.5.2 Em 1981

Se compararmos os valores que caracterizavam os principais elementos resistentes e os materiais utilizados nas paredes exteriores nacionais com os da região Norte, destacam-se as seguintes diferenças:

- o betão armado continuou a ter uma utilização superior a nível nacional; por exemplo entre 1980 e 1981, a percentagem dos edifícios em que se utilizava o betão armado a nível nacional como principal elemento resistente era de 34 % enquanto na região Norte esse valor era de 22 %, como já vimos na fig.3.1;
- por outro lado, para esse mesmo período, as paredes resistentes sem serem de betão armado eram mais utilizadas na região Norte - 70 % contra 60 %;
- no que diz respeito às paredes exteriores percebem-se também diferenças interessantes; a alvenaria de tijolo corrente era mais utilizada a nível nacional, enquanto a região Norte se caracterizava por uma maior utilização de blocos de betão ou outros blocos, como se vê na fig. 3.10.

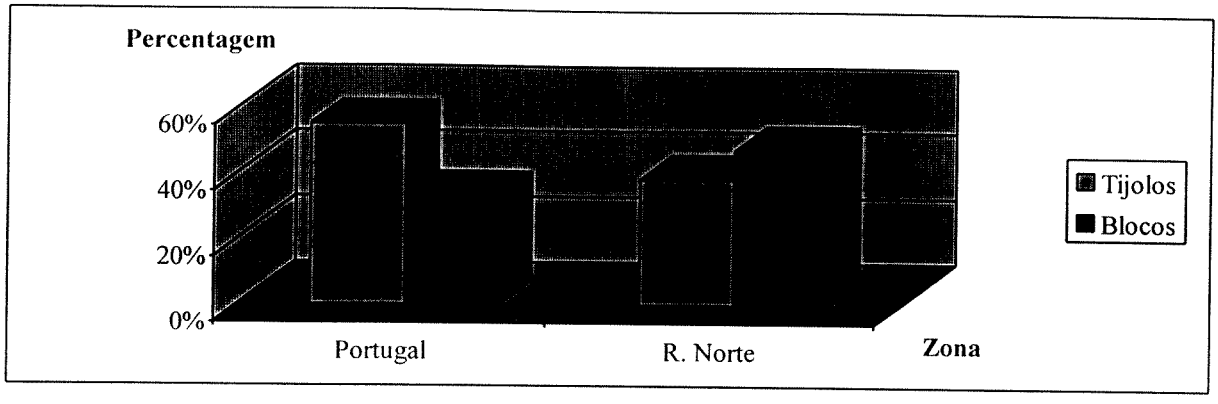


Fig. 3.10 – Utilização das alvenarias de tijolo corrente e de blocos de betão entre 1980 e 1981 em Portugal e na região Norte

3.5.3 Em 1991

Em 1991, se compararmos os resultados a nível nacional com os resultados regionais constatamos, em termos dos principais elementos resistentes, o seguinte:

- o betão armado tinha uma utilização muito superior nas regiões de Lisboa e Vale do Tejo e no Algarve e inferior nas regiões do Alentejo e dos Açores fig. 3.11;
- a região do Alentejo era onde mais se utilizavam as paredes resistentes, encontrando-se no pólo oposto a região autónoma dos Açores, como mostra a fig. 3.11; mais uma vez se chama a atenção para o facto de neste recenseamento a pedra não ser englobada nas paredes resistentes;

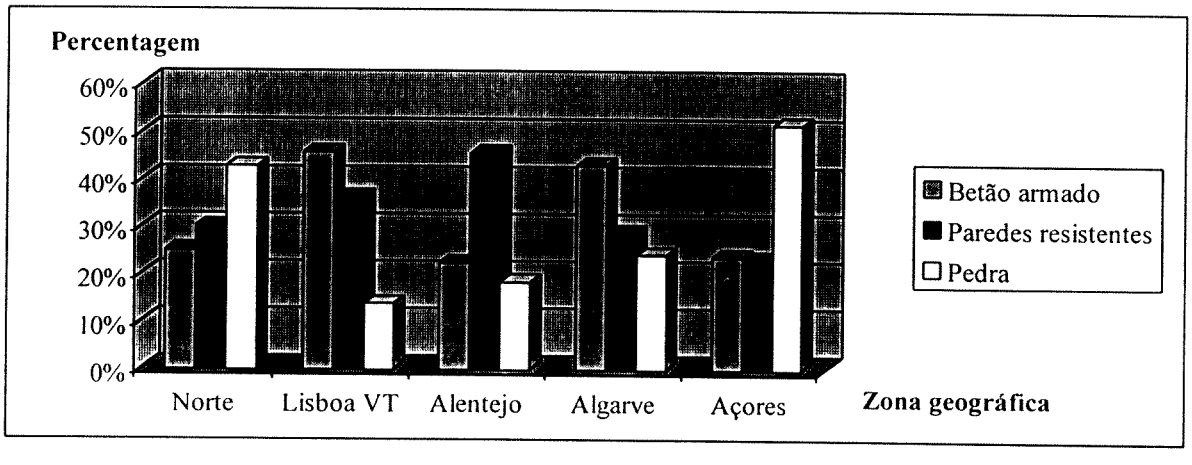


Fig. 3.11 – Maiores variações na utilização dos elementos resistentes segundo zonas geográficas considerando edifícios construídos até 1991

- a alvenaria de pedra era mais usada nas regiões dos Açores e no Norte em geral, e menos usada nas regiões de Lisboa e no Alentejo, fig 3.11.

Em termos dos materiais empregues nas paredes exteriores:

- como representa a fig. 3.12, a alvenaria de tijolo corrente era a mais utilizada a nível nacional, sendo as regiões de Lisboa e Vale do Tejo e do Algarve as que mais utilizavam este tipo de paredes exteriores, nas regiões autónomas dos Açores e da Madeira esta alvenaria praticamente não era utilizada;
- pelo contrário a alvenaria de blocos de betão tinha uma grande expressão nas regiões insulares, no entanto na região de Lisboa e Vale do Tejo este tipo de alvenaria era muito pouco usada, fig. 3.12;
- relativamente à pedra não aparelhada os Açores destacaram-se por recorrerem a esta solução com uma frequência superior à média nacional e as regiões de Lisboa e Vale do Tejo e do Alentejo sobressaiam pelo oposto, fig. 3.12.

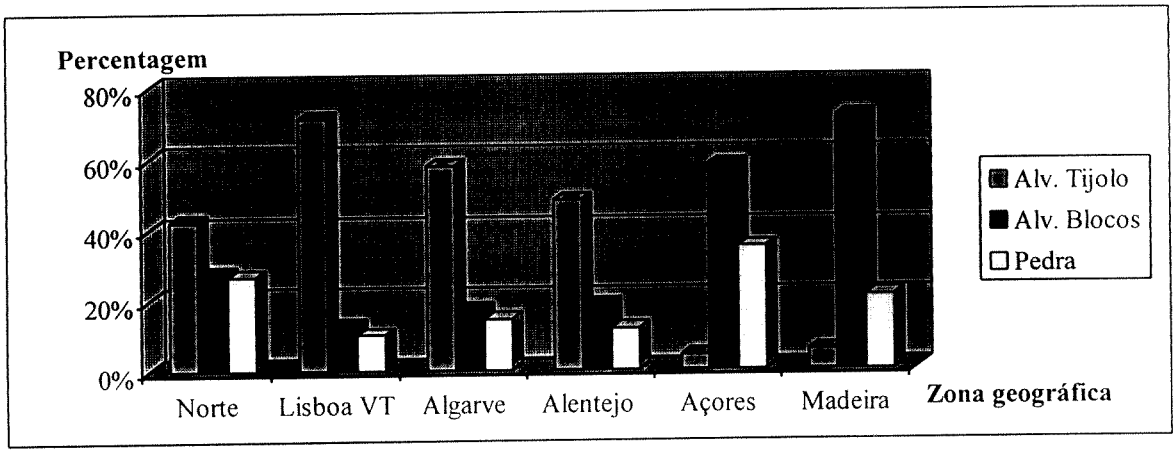


Fig. 3.12 – Maiores variações na utilização de diferentes alvenarias por zonas geográficas considerando os edifícios construídos até 1991

3.6 Comparação da situação portuguesa com a de alguns países europeus

De acordo com as estatísticas disponíveis, o emprego da alvenaria resistente em Portugal é signitificativamente inferior ao que acontece no resto da Europa. Como exemplo, o Quadro

3.2 apresenta uma comparação das situações portuguesa, luxemburguesa e italiana entre 1975 e 1992.

Quadro 3.2 – Uso de diferentes soluções estruturais em alguns países da Europa, [3, 49, 50]

1975

Uso %	Betão armado	Alvenaria resistente	Outras
Portugal	32	67	1
Luxemburgo	5	82	13

1980

Uso %	Betão armado	Alvenaria resistente	Outras
Portugal	56	41	3
Luxemburgo	3	83	14
Itália	46	49	5

1985

Uso %	Betão armado	Alvenaria resistente	Outras
Portugal	68	32	0
Luxemburgo	5	87	8
Itália*	56	39	5

1990

Uso %	Betão armado	Alvenaria resistente	Outras
Portugal	87	13	0
Luxemburgo	4	91	5
Itália	63	32	5

1992

Uso %	Betão armado	Alvenaria resistente	Outras
Portugal	89	11	0
Luxemburgo	7	88	5
Itália	66	29	5

* Os dados referentes a Itália referem-se a 1986

3.7 O caso particular da cidade do Porto

3.7.1 Introdução

Neste subcapítulo apresenta-se um breve estudo sobre a evolução das paredes em geral dos edifícios na cidade do Porto nestes últimos dois séculos. Sublinha-se contudo que muito provavelmente, as técnicas construtivas empregues no resto do país não diferem muito das que aqui se apresentam.

Em termos muito genéricos pode afirmar-se que as paredes passaram de elementos de separação executadas na maioria das vezes por dois materiais com uma função estrutural bem definida, a elementos com diversas funções compostos de vários materiais e sem função estrutural. As crescentes exigências de economia, conforto e a melhoria das condições de vida são bem patentes nas soluções que os técnicos da construção foram apresentando ao longo dos anos.

Na elaboração deste estudo recorreu-se, entre outras fontes, ao arquivo da Câmara Municipal do Porto de onde se recolheram grande parte dos dados nos quais se baseia o texto que se apresenta a seguir.

3.7.2 No séc. XIX [77]

A moradia típica edificada pelo português que regressava do Brasil era caracterizada pelo emprego dos melhores materiais de construção, destacando-se o granito regional, madeiras de castanho provenientes das matas do norte de Portugal e madeiras vindas do Brasil, como a macacaúba e o jacarandá, ainda de maior duração e resistência.

Os ferros forjados e fundidos eram aplicados nas varandas e peitoris das janelas dessas moradias conferindo-lhes bom aspecto. As grades e portões de ferro, meticulosamente desenhados, contribuíam para que as residências apresentassem um ar senhorial.

No séc. XIX, a fachada principal das casas do Porto, e também com alguma frequência as restantes paredes exteriores eram revestidas com azulejos policromados, os quais

apresentavam como cores dominantes vermelho escuro, diversos tons de verde, o castanho, o amarelo torrado, o azul de vários tons e o roxo.

As casas eram espaçosas, com divisões de grandes dimensões, paredes espessas e salas de elevado pé direito.

Os tectos das casas eram todos em gesso com motivos decorativos simbólicos conforme a sua utilização.

A iluminação do edifício, depois da segunda metade do séc. passou a ser efectuada com gás.

Os edifícios tinham geralmente de dois a seis pavimentos, um jardim e na generalidade um amplo quintal.

3.7.3 No primeiro quarteirão deste século

Por esta altura os edifícios eram caracterizados por apresentarem alicerces de perpianho ao baixo bem argamassado, na maioria das vezes asfaltados pela sua parte interior, sobretudo quando se tratava de caves. Nos pavimentos destas utilizava-se betonilha e a impermeabilização ficava a cargo de uma camada de *ceresite*(•).

A necessidade dos alicerces chegarem convenientemente ao firme era também já uma das preocupações das memórias descritivas da época.

As paredes eram geralmente de perpianho ao alto com 50 ou 30 cm de espessura, conforme se tratasse ou não da fachada principal. Muitas vezes as paredes exteriores eram também asfaltadas exteriormente a fim de evitar problemas de humidade.

Em certas situações gateavam-se as paredes e estas deviam ser sempre cuidadosamente argamassadas e bem aleitadas.

Os *emboços* eram em geral de cal e saibro e os rebocos de cal da Figueira da Foz e areia. Nos rebocos interiores aplicavam-se argamassas de saibro e cal *estucados* a areia fina e cal.

Os edifícios tanto podiam ter as paredes de fachada e as suas esquadrias em cantaria lavrada a cinzel ou ter a frente *estucada*.

(•) Adjuvante que se junta à argamassa para a tornar hidrófuga. A designação deriva duma marca comercial de um dos primeiros produtos para este fim.

As alvenarias em saliência em tosco e molduras eram revestidas com argamassa de cimento. A cantaria de granito deveria ter uma espessura precisa para facilitar o revestimento da argamassa, nos casos em que não era para ficar à vista.

As paredes interiores tinham uma espessura de 20 cm e normalmente estavam bem travadas umas com as outras, sendo devidamente rebocadas e guarnecidas.

Os tabiques muitas vezes eram *dobrados* (duplos) recorrendo ao pinho nacional e sempre que eram usados em paredes exteriores, o que não era frequente, eram forrados exteriormente com chapa de ferro zincado.

O tijolo não tinha a divulgação que hoje apresenta, como já foi referido, mas ainda assim usava-se por exemplo em ampliações, chaminés e em *envasamentos*(•) de edifícios de betão armado, sendo argamassado com cal hidráulica e areia.

O *travejamento* ou madeiramento, como era uso chamar-se na altura, era quase sempre de pinho nacional nos locais menos expostos às intempéries, como por exemplo na armação dos telhados, nos vigamentos e nos soalhos e o castanho era aplicado no rés do chão, nos vigamentos, nos caixilhos ou *esquadrias* exteriores, entablamentos (suporte dos beirados) e nas *faixas* (rodapés). Além da madeira de carvalho, também se empregava nas portas e janelas exteriores perfis T ou L de ferro forjado com ou sem envidraçados.

A separação de pisos era geralmente de soalho, mas já existiam também pavimentos em betão armado.

As chaminés eram executadas em tijolo argamassado com os ângulos arredondados interiormente e desviados 15 ou 20 cm de qualquer madeiramento, a fim de atenuar o risco de eventuais incêndios. Ainda no que respeita à segurança contra incêndios era prática habitual ter em consideração um conjunto de outras medidas, como as que se indicam a seguir:

- prolongar a parede longitudinal e comum aos dois prédios 1,20 m, pelo menos, acima dos telhados, constituindo uma parede corta-fogo;
- construir todas as paredes das cozinhas de pedra ou tijolo e pavimentá-las a mosaico ou betonilha;
- estucar com argamassa de cal e areia todas as dependências das águas furtadas, entre outras.

(•) Parte inferior e mais larga de um cunhal, base de coluna.

Como nessa época não havia ainda rede de esgotos, pelo menos de forma generalizada, a fossa constituía a solução encontrada para o destino dos esgotos. Aquela tinha as seguintes características: fixa e construída fora do prédio, executada em alvenaria argamassada com os ângulos internos arredondados e fundo côncavo. Para a tornar impermeável era revestida interiormente com uma camada de cimento de 2 cm de espessura.

O WC, também conhecido por retrete, era já forrado a azulejo até 1,50 m de altura, sendo composto por uma bacia sanitária provida de sifão com jacto rápido, autoclismo e tubo ventilador que subia 1,0 m na cumeeira do telhado.

Na cobertura a telha usada era quase sempre do tipo *marselha* e as águas pluviais escoavam-se por caleiras e tubos de queda em chapas zincadas. Destacava-se também na cobertura o recurso à platibanda balançada a tijolo com argamassa de cimento e areia, revestida com a mesma argamassa em muitos casos, a imitar o granito.

Em situações especiais, como por exemplo em jardins de inverno era corrente o uso de placas de faiança esmaltada ou vidrada tipo escama.

Na fig. 3.13 mostra-se o alçado principal de uma moradia projectada nesta época.

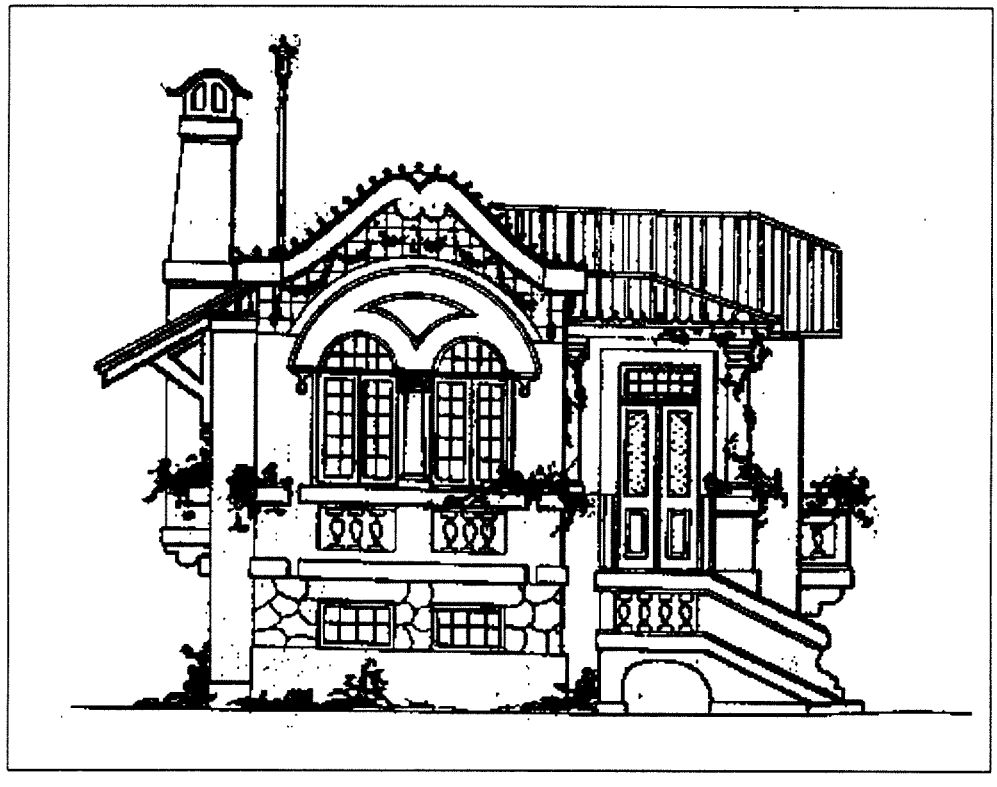


Fig. 3.13 – Alçado principal de uma moradia projectada em 1922

3.7.4 Por volta da década de 50

As características principais dos edifícios desta época são as que se indicam a seguir.

Os alicerces construíam-se em perpianho ao baixo até ao firme e isolavam-se das paredes de elevação através de uma manta de asfalto. No entanto como havia já uma maior divulgação do betão armado também já se encontravam fundações que descarregavam para o terreno através de pilares, onde se avaliavam as cargas que interessavam a cada pilar e respectiva sapata. Considerava-se que o terreno tinha uma capacidade de carga média de 3 kg/cm^2 (0,3 MPa).

Com o aparecimento dos Regulamentos relativos ao cálculo estrutural surgiu a quantificação das acções a que um edifício normalmente estava sujeito, a seguir indicam-se alguns valores adoptados:

- pesos próprios
  - betão armado — 2500 kg/m^3 (25 kN/m^3);
  - tabiques e revestimentos (por piso) — 50 a 100 kg/m^2 (0,5 a 1 kN/m^2);
  - paredes duplas de tijolo (por piso) — 900 kg/m (9kN/m);
- sobrecargas
  - habitação — 200 kg/m^2 (2 kN/m^2);
  - escritórios — 300 kg/m^2 (3 kN/m^2);
  - terraço — 250 a 500kg/m^2 (2,5 a 5 kN/m^2);
  - cobertura (inacessível) — 100 kg/m^2 (1 kN/m^2)

Considerava-se ainda a acção do vento igual a 100 kg/m^2 (1 kN/m^2)de superfície exposta, nos três pisos superiores e 75 kg/m^2 (0,75 kN/m^2) nos três pisos inferiores.

A dosagem do betão era a seguinte:

- 300 kg de cimento;
- 400 l de areia;
- 800 l de brita ou *gôdo*(•)

(•)Inerte grosso proveniente do mar ou do rio e constituido por calhaus rolados usado na composição do betão.

Os materiais usados na confecção do betão deviam obedecer às condições estabelecidas no Regulamento de Betão Armado português em vigor. Assim os valores limite para as tensões de trabalho eram:

- compressão simples — 60 kg/cm^2 (6 MPa);
- compressão resultante da flexão simples ou composta — 75 kg/cm^2 (7,5 MPa);
- esforço máximo de aderência — 6 kg/cm^2 (0,6 MPa);
- esforço máximo de tracção no aço
  - $\phi \leq 26$ mm — 1400 kg/cm^2 (140 MPa);
  - $\phi > 26$ mm — 1200 kg/cm^2 (120 MPa)

De modo a controlar a qualidade do betão usado em obra executavam-se, já nesta altura, ensaios laboratoriais de determinação da resistência à compressão de cubos de betão, através dos quais se asseguravam as cargas de segurança adoptadas. Neste caso a carga de rotura nunca deveria ser inferior a 225 kg/cm^2 (22,5 MPa) aos 28 dias.

Nas paredes exteriores era normal utilizar-se a alvenaria de pedra, podendo ser a fachada principal em cantaria no rés-do-chão e a partir deste nos *apilarados*. Os cheios podiam ser preenchidos por exemplo com lioz, ou então toda a fachada em cantaria de granito, formando vários planos e motivos, em que as linhas verticais se conjugavam com as horizontais. Além destes revestimentos também se empregavam azulejos no acabamento total ou parcial das paredes exteriores.

Havia ainda situações em que as paredes eram duplas executadas em perpianho com 28 cm de espessura e tijolo de 30×30×8 assente ao baixo ou então duplas com caixa de ar, como se indica na fig. 3.14.

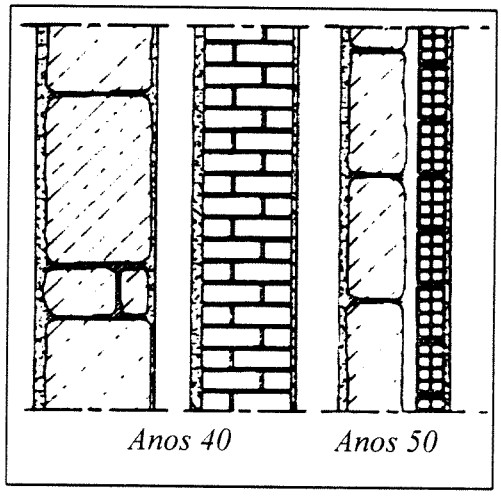


Fig. 3.14 – Paredes exteriores usadas durante as décadas de 40 e 50 [34]

Estas paredes antes de serem rebocadas eram previamente impermeabilizadas (hidrofugadas ou ceresitadas) exteriormente.

O recurso a paredes duplas, com o objectivo de resguardar as habitações do frio e da humidade, era já bastante antigo, sendo já conhecido e aplicado pelo menos em finais do séc. XIX. Estas paredes eram compostas por um pano exterior de, no mínimo, tijolo a uma vez, seguida de um vão de ¼ desta espessura e de um pano interior de tijolo a meia vez.

Espaçadamente dispunham-se tijolos a uma vez que funcionavam como travadouros, ligando as duas paredes. Estes tijolos eram previamente aquecidos na parte que encastrava na parede interior e mergulhados por essa extremidade em alcatrão quente de modo a evitar a transmissão da humidade proveniente da parede exterior [16].

Os blocos tinham uma utilização inferior e aplicavam-se com mais frequência em instalações fabris e armazéns, garagens, anexos e muros de separação de propriedades.

As paredes de tijolo com face à vista empregavam-se com relativa frequência em instalações industriais.

As paredes interiores, à excepção duma ou outra secundária executavam-se também em perpianho ou mais vulgarmente em tijolo ao baixo. Estas paredes, bem como as traseiras eram rebocadas e caiadas, enquanto nos tectos se empregava o estuque sobre o betão das lajes.

Ao nível dos pavimentos estava já muito vulgarizado o uso do betão armado e a madeira, que anteriormente era usada com funções estruturais, passou a ser aplicada como um simples revestimento, com excepção da cozinha e banhos onde se aplicava mosaico hidráulico.

Também nas escadas, terraços, varandas, pilares e suas fundações, o betão armado começou a ter grande aplicação.

As argamassas que se utilizam eram essencialmente de dois tipos, conforme o seu destino, e podiam ser de cimento, cal e areia ou cal da Figueira, gesso e areia, doseadas em quantidades adequadas.

A cobertura continuava a ser de telha tipo marselha sobre armação de madeira e a parede de meação subia a 80 cm acima do travejamento do telhado.

Em edifícios com um número elevado de pisos e conforme as dimensões em planta, assim estes eram dotados com um ou dois ascensores, que normalmente funcionavam na caixa de escadas.

Em toda a *esquadria* (caixilharia) exterior era normal usar-se madeira de castanho ou então ferro forjado na fachada principal; nos estabelecimentos e nas restantes aplicavam-se outras madeiras como por exemplo a *andiroba*. Toda a esquadria era pintada a tinta de óleo e esmalte.

O abastecimento de água era efectuado pelos Serviços Municipalizados e as águas pluviais eram recolhidas por caleiras e colectores para o aqueduto municipal. As canalizações eram em tubos de grés ou de ferro galvanizado com diâmetros adequados.

As câmaras, tanto a interceptora como as de visita, eram construídas em tijolo, com as dimensões previstas no regulamento e o fundo deveria terminar em meia cana bem *queimada*.

A Câmara Municipal tinha preocupações especiais com a arquitectura dos edifícios da Avenida dos Aliados e impunha mesmo a obrigatoriedade do emprego de granito lavrado nos edifícios a construir na referida Avenida.

De modo a aumentar a segurança em caso de incêndio dispunham-se bocas de incêndio em patamares alternados.

Todas as dependências usufruíam já de luz eléctrica, havendo por vezes necessidade de construção de um posto de transformação. Existia já também a preocupação da ventilação das instalações sanitárias e nas caixas de escada.

3.7.5 Durante as décadas de 60 e 70

Foi durante estes vinte anos que o emprego da estrutura reticulada de betão armado iniciou o seu claro domínio em relação à alvenaria resistente. No entanto houve ainda muitas construções, sobretudo durante a década de 60 que utilizaram o perpianho nas suas paredes exteriores.

As fundações, assentes em terreno firme, eram executadas em alvenaria de pedra ou sapatas de betão armado conforme as situações.

Apesar de já ter sido feita referência à utilização da parede dupla nas paredes exteriores, foi apenas na década de 70 que surgiu pela primeira vez, nas memórias descritivas o termo *caixa de ar* e a partir de então generalizou-se ainda mais o seu emprego.

A parede dupla tinha, normalmente, uma espessura depois de pronta entre 28 e 30 cm e podia assumir várias formas:

- tijolo maciço de 22×11×7 (parede exterior), caixa de ar e tijolo vazado com as dimensões de 30×20×7;
- tijolo furado de 30×20×15, caixa de ar de 4 cm e tijolo vazado de 30×20×7;
- duplas de tijolo vazado de 30×20×11 separadas por caixa de ar, fig. 3.15;
- duplas de tijolo vazado de 30×20×15 separadas por caixa de ar.

A partir dos anos 70 tentaram introduzir-se alguns melhoramentos no desempenho das paredes exteriores, através de um melhor aproveitamento da caixa de ar. Assim além de travar os problemas da humidade, a configuração de uma parede dupla prestava-se à colocação de materiais no seu interior beneficiando o seu comportamento tanto em termos acústicos como térmicos, dependendo dos materiais utilizados.

Estas paredes eram rebocadas, sendo as fachadas em algumas situações revestidas a azulejo.

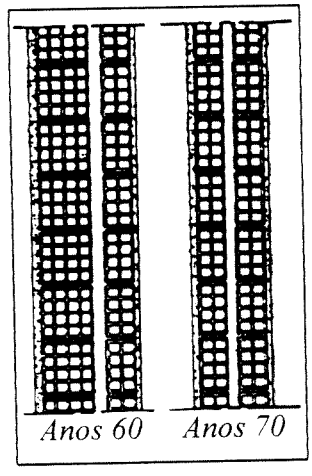


Fig. 3.15 – Paredes exteriores comuns nas décadas de 60 e 70 [34]

As paredes interiores eram, na sua maioria de tijolo vazado com as dimensões de 30×20×7, no entanto entre habitações diferentes e entre habitações e as zonas comuns usavam-se, por

vezes, também paredes duplas de modo a poder verificar-se o necessário isolamento acústico, já favorecido pelo emprego de granulado de cortiça nas caixas de ar.

O uso do estuque estendeu-se também às paredes interiores, uma vez que era já aplicado há algum tempo nos tectos, a partir da década de 60.

3.7.6 Nas duas últimas décadas, 80 e 90

As fundações foram a parte da construção que menos alterações sofreram desde a década de 50, continuaram a ser construídas em perpianho ao baixo ou em pilares e sapatas de betão armado convenientemente asfaltados. Surgem as primeiras referências à aplicação do betão ciclópico.

A década de 80 caracterizou-se pela adopção de uma parede exterior tipo, utilizando dois panos distintos de tijolos vazados. Um pano exterior cujas dimensões dos tijolos eram 30×20×15 e um pano interior mais delgado com 30×20×7, separados por uma caixa de ar de 3 a 5 cm de espessura, fig. 3.16. Com menos frequência também se encontravam paredes em que os tijolos do pano exterior eram substituídos por blocos, mantendo-se a espessura deste pano em 15 cm.

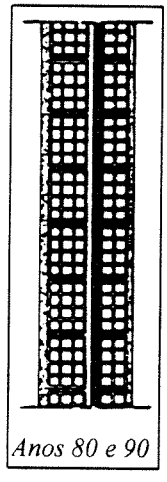


Fig. 3.16 – Paredes exteriores típicas dos anos 80 e 90 [34]

Relativamente à década que atravessamos, assiste-se à manutenção da parede dupla tipo implantada na década anterior, se bem que a espessura da caixa de ar tenha sido ligeiramente

aumentada para 5 ou 6 cm, associada a uma utilização mais generalizada de isolantes térmicos, sobretudo de poliestireno expandido e de aglomerado de cortiça, e à manutenção do corte hídrico, isto é à separação entre o isolamento e o pano exterior de parede.

Foi também durante esta década que se começou a ter alguma preocupação com a correcção das pontes térmicas, havendo algumas referências a forras nas memórias descritivas.

As fachadas são em muitos casos total ou parcialmente revestidas a azulejo ou outro material cerâmico, embora também se use com frequência o acabamento a reboco areado posteriormente pintado com tinta plástica.

As paredes interiores não sofreram qualquer alteração em termos de constituição e mantém-se o emprego do tijolo denominado de 7 neste tipo de paredes. A aplicação do estuque em paredes interiores é ainda mais generalizada.

O emprego da alvenaria de blocos de betão ocorre sobretudo em garagens e muros de vedação, no entanto hoje existem mais edifícios construídos em blocos, resultado também de uma maior diversidade de produtos neste tipo de alvenaria.

3.7.7 Conclusões

A evolução apresentada das paredes na cidade do Porto caracterizou-se essencialmente pelos seguintes aspectos:

- inicialmente as paredes, quer exteriores, quer as paredes mestras interiores eram executadas na sua maior parte em alvenaria de pedra; tanto umas como outras desempenhavam uma importante função estrutural e no caso das paredes exteriores, a sua grande espessura contribuía também para melhorar o conforto no interior das habitações, não só em relação às variações de temperatura, mas também ao nível da estanquidade e do isolamento acústico;
- as paredes interiores sem função estrutural designavam-se por tabiques e a sua principal função era de compartimentação; a sua espessura era de cerca de 10 cm e eram constituídas por fasquiado de madeira sobre o qual era projectado barro à colher sendo este posteriormente desempenado até resultar numa superfície lisa;

- o betão armado começou por ser aplicado ao nível dos pavimentos e escadas mas rapidamente o seu uso se generalizou primeiro às fundações e depois aos elementos verticais da estrutura;
- o tijolo associado à construção em betão armado foi gradualmente substituindo a pedra, que se tornou um material mais caro, conduzindo a ritmos de construção mais lentos;
- os blocos de betão, apesar de empregues em algumas habitações tinham uma utilização preferencial em armazéns, instalações industriais, garagens e muros de vedação, onde eram aplicados com mais frequência;
- os tijolos de face à vista eram pouco usados em edifícios de habitação, embora tivessem alguma aplicação em instalações industriais;
- as paredes duplas começaram por ser de alvenaria de pedra pelo exterior e de tijolo no interior; mais tarde a pedra foi substituída pelo tijolo sendo o pano exterior da parede mais espesso do que o interior; em meados da década de 70 o pano de tijolo exterior foi em geral reduzido, ficando com a mesma espessura do pano interior;
- a tendência que se verifica hoje em dia consiste em voltar a incrementar a espessura do pano exterior de parede de maneira a ter uma espessura superior ao pano interior; a largura da caixa de ar também sofreu um ligeiro aumento de modo a que, no caso do emprego do isolante térmico, este material não ocupe a totalidade da referida caixa, uma vez que deste modo anularia o efeito de corte hídrico;
- generalizou-se a colocação de materiais na caixa de ar com funções de isolamento térmicos, acústicos e até com funções de barreiras pára-vapor.

Na disposição dos panos numa parede dupla existem pontos de vista contrários; uns defendem o posicionamento do pano de maior espessura pelo exterior, enquanto outros o oposto:

- o pano mais espesso pelo exterior garante um melhor comportamento da parede em relação às solicitações de ordem térmica, do vento e às deformações do suporte;
- o pano mais espesso pelo interior aumenta a inércia térmica uma vez que se encontra pelo interior do isolamento térmico, melhorando o desempenho térmico da parede e garantindo uma maior resistência quando se executam roços para as várias instalações.

Capítulo 4

A alvenaria na actualidade

4.1 As novas exigências da alvenaria

4.1.1 Introdução

Se bem que não houvesse, no passado, métodos científicos que permitissem o desenvolvimento de materiais com bons desempenhos a vários níveis (o conhecimento do comportamento mecânico, muitas vezes baseado no empirismo, era suficiente) as exigências que se requeriam destes materiais também não iam muito além desta função primária. Contudo, hoje em dia, a mudança do ritmo de vida das pessoas, a concentração nas cidades, a maior exigência de conforto e economia exigem também das alvenarias respostas adequadas.

Para atingir este objectivo é necessário proceder ao estudo de várias características. No que respeita às unidades de alvenaria são importantes:

- a composição;
- a resistência;
- as dimensões;
- o formato;
- a facilidade de assentamento;
- a tecnologia de produção.

Em relação à ligação entre estas unidades são relevantes:

- a composição e resistência das argamassas;
- as dimensões e formato da juntas;
- os sistemas de ligação.

Deveremos assim ser capazes de melhorar as soluções existentes, ou de encontrar soluções inovadoras, de modo a responder de maneira satisfatória às exigências crescentes da construção moderna.

4.1.2 A alvenaria e o comportamento sísmico [37]

Os sismos são os grandes responsáveis pelas maiores limitações impostas aos edifícios em alvenaria resistente. Este facto verifica-se porque a rotura, no caso da alvenaria tradicional , é essencialmente de tipo frágil, ou, por outras palavras, a estrutura em alvenaria resistente é pouco dúctil. É por esta razão que em zonas sísmicas a alvenaria simples tem emprego muito condicionado: edifícios pequenos de 2 ou 3 pisos com planta muito regular.

É opinião comum aos especialistas da matéria que o futuro da alvenaria resistente, sobretudo em zonas sísmicas, passa fundamentalmente pela utilização das alvenarias armada e confinada. Tal convicção nasce da constatação que o comportamento destas alvenarias em zonas sísmicas, comparativamente às alvenarias tradicionais, é melhor e mais adequado.

Estas alvenarias apresentam de facto, além duma notável ductilidade, capacidade de absorver esforços de tracção que não existe na alvenaria tradicional e por tal razão o seu comportamento é seguramente muito similar ao da estrutura reticulada de betão armado.

Sabe-se que a *resposta sísmica* de um edifício não depende exclusivamente de particularidades técnicas do projecto, em particular da dimensão transversal das paredes e do número de pisos, mas que boa parte dessa resposta está confiada à distribuição planimétrica e altimétrica da massa e à geometria em planta, ou seja ao que chamamos a *forma do edifício*.

É assim necessário controlar a posição do centro de rigidez e do centro de massa e verificar os efeitos de torsão induzidos.

Apesar de actualmente a acção sísmica ser considerada como acção variável no dimensionamento das construções portuguesas, a alvenaria resistente sob a forma de alvenaria confinada, entre nós, se correctamente dimensionada e pormenorizada, continua a ser uma solução construtiva válida.

4.1.3 Resistência mecânica [19]

A característica fundamental da alvenaria resistente no que diz respeito ao seu desempenho mecânico é a sua capacidade de resistir à compressão, uma vez que a maioria das outras

características estão directa ou indirectamente relacionadas com o modo como a alvenaria se comporta a esforços de compressão.

A resistência à compressão é influenciada por diversos factores. De acordo com A. HENDRY [72] esses factores são:

- resistência das unidades;
- resistência da argamassa;
- características de deformação das unidades;
- características de deformação da argamassa;
- geometria das unidades;
- espessura das juntas;
- aparelho da alvenaria;
- tipo de parede;
- condições de execução.

O mecanismo de rotura da alvenaria depende, em grande medida, das características mecânicas (resistência e deformabilidade) das unidades e da argamassa. Deste modo, a alvenaria quando sujeita à compressão rompe geralmente com o desenvolvimento de fendas de tracção paralelas à direcção da carga, ou seja, como resultado de tensões de tracção perpendiculares à força de compressão. Por outro lado, é conhecida a menor resistência à compressão da alvenaria quando comparada com a resistência à compressão das unidades de que é feita.

No que diz respeito à geometria das unidades verifica-se que quanto menor for a relação altura-espessura da unidade maior resistência terá a alvenaria. No caso das unidades com furação, a percentagem de furação também influencia a capacidade resistente da alvenaria, correspondendo a percentagens de furação elevadas unidades mais frágeis.

A espessura das juntas faz também variar a capacidade resistente da alvenaria, verificando-se que esta é tanto maior quanto menor for essa espessura. De acordo com estudos realizados a este respeito, ao passar de juntas de 10 mm de espessura nominal para juntas de 15 ou 20 mm podem ocorrer reduções de resistência da ordem de 30% [72].

Relativamente ao tipo de parede, é sabido que no caso de paredes de dois panos a resistência da parede conjunta é inferior à soma das resistências individuais de cada um dos panos [19]. As razões que justificam este fenómeno são:

- a dificuldade em assegurar que a carga seja igualmente distribuída pelos dois panos de parede;

- a dificuldade em garantir que as juntas dos dois panos de parede fiquem igualmente preenchidas;
- a resistência da parede de dois panos é condicionada pela resistência do pano mais fraco.

As condições de execução podem também afectar a resistência da alvenaria. Vejamos alguns defeitos de execução com maior efeito na resistência da alvenaria:

- incorrecta composição e mistura da argamassa;
- teor de humidade das unidades na altura de assentamento inadequado;
- incorrecto preenchimento das juntas;
- perturbação das unidades depois de colocadas;
- condições de cura desfavoráveis.

Em relação ao coeficiente de absorção de água das unidades é muito importante não as deixar saturar uma vez que neste caso a adesão entre a argamassa e as unidades é reduzida. Por outro lado a aplicação de unidades não humedecidas pode originar reduções de resistência não desprezáveis. A este respeito um estudo efectuado no LNEC utilizando tijolos não humedecidos conduziu a reduções de resistência da ordem de 30% [65].

O efeito do mau preenchimento das juntas na resistência da alvenaria depende de que juntas se trata. No caso das juntas horizontais, o seu mau preenchimento pode ocasionar reduções de resistência que podem atingir 30%. Se se tratar de juntas verticais, a questão é mais polémica. De acordo com alguns autores, o seu não preenchimento não tem um efeito significativo enquanto outros referem que esse efeito é importante. O estudo atrás referido, sobre paredes de alvenaria de tijolo furado [71], aponta para uma redução de 15% no caso de juntas verticais não preenchidas.

Em condições de cura desfavoráveis, como as que ocorrem quando as alvenarias são expostas a condições severas (muito quentes ou muito frias) podem obter-se reduções de resistência superiores a 10 %.

A realização de roços para a introdução de instalações (eléctrica, águas, etc.) enfraquece a resistência mecânica das paredes e por outro lado acarreta danos não desprezáveis sempre que sejam particularmente cuidadas as soluções de isolamento térmico ou acústico.

4.1.4 Isolamento térmico [51]

Prever um adequado isolamento térmico dos edifícios é uma das condições indispensáveis para alcançar um bem-estar termo-higrométrico dos utentes.

Com este objectivo, as paredes, a cobertura, e todos os elementos que separam o ambiente interior do ambiente exterior circundante devem ser capazes de regular a influência das variações climáticas externas, de modo que no interior se mantenham condições o mais possível constantes.

Estas directrizes permitem, de resto, reduzir notavelmente as despesas para o aquecimento e arrefecimento ambiente e prolongar a vida dos elementos construtivos, que estejam protegidos dos choques térmicos.

O bem-estar dos utentes e o melhor desempenho dos elementos construtivos, são beneficiados quando a transmissão de calor se verifica uniformemente. A presença de heterogeneidades de temperatura sobre superfícies internas dá lugar a um aumento localizado de dispersões térmicas, isto é a *pontes térmicas*, que podem levar à formação de bolores e condensações com a consequente deterioração dos elementos construtivos.

Além do isolamento e da inércia térmica da envolvente da construção, o controlo da humidade ambiente é fundamental para o bem-estar dos ocupantes e a durabilidade dos materiais de construção (sobretudo em relação à manutenção de propriedades isolantes). As alvenarias têm naturalmente que responder a estas exigências.

No Quadro 4.1 indicam-se os valores dos coeficientes de transmissão térmica, K, definidos no Regulamento das Características de Comportamento Térmico dos Edifícios (RCCTE) [55].

Quadro 4.1 - Coeficientes de transmissão térmica máximos admissíveis, K, em $W/m^2°C$, definidos no RCCTE [55]

		Zonas climáticas		
Elementos envolventes		**I1**	**I2**	**I3**
Exteriores	Zonas opacas – Horizontais	1,25	1,00	0,90
	Verticais	1,80	1,60	1,45
Interiores	Zonas opacas – Verticais	2,00	2,00	1,90
	Verticais	1,65	1,30	1,20

4.1.5 Isolamento acústico [51]

A defesa de ruídos constitui uma das condições fundamentais para a salvaguarda do bem-estar das pessoas: encontrar-se em ambientes particularmente ruidosos pode causar desconforto, redução das capacidades auditivas e até doenças ao nível do sistema nervoso.

A doutrina portuguesa sobre esta matéria encontra-se definida no Regulamento Geral sobre o Ruído, RGR [56], de onde foram extraídos os Quadros 4.2 e 4.3, respeitantes a edifícios de habitação.

Quadro 4.2 – Isolamento sonoro médio das paredes exteriores dos edifícios (R_{45})(•) definido no Regulamento Geral sobre o Ruído, RGR [56]

	Local		
	Pouco ruidoso	**Ruidoso**	**Muito ruidoso**
R_{45} (dB) em edifícios de habitação	≥ 25	≥ 30	≥ 35

Quadro 4.3 – Índices de isolamento sonoro para os sons de condução aérea (Ia)(•) e para sons de percussão (Ip)(•) de paredes interiores em função do tipo de ocupação dos espaços [56]

Ocupação dos espaços	**Ia (dB)**	**Ip (dB/oit)**
Paredes entre quartos e ou zonas de estar do mesmo fogo	≥ 40	—
Paredes entre quartos e ou zonas de estar de fogos do mesmo edifício	≥ 48	≤ 70
Paredes entre quartos ou zonas de estar e zonas comuns de circulação de um edifício ou onde estejam instalados equipamentos colectivos	≥ 48	≤ 65
Paredes entre fogos e locais onde se desenvolvem actividades industriais, de comércio, de serviços ou de espectáculos	≥ 55	≤ 55

(•) Os índices de isolamento R_{45}, Ia, em decibels e Ip, em decibels/oit são parâmetros característicos do isolamento sonoro, obtidos de acordo com a normalização portuguesa aplicável. O isolamento sonoro de um material de construção é a relação entre a energia incidente, W_1, e a energia transmitida, W_2, em decibels.

4.1.6 Comportamento ao fogo [52]

As características resistentes dos materiais são altamente influenciadas pelas altas temperaturas. Além da própria incombustibilidade que as alvenarias devem possuir, estas têm que ser capazes de manter as suas características resistentes durante determinado espaço de tempo quando são sujeitas a um incêndio.

O gesso apresenta a característica de perder água de cristalização ao crescer a temperatura e por isso constitui também um bom reboco em relação à resistência ao fogo.

A inserção, na alvenaria, de lintéis de betão armado, constitui uma eficaz cercadura horizontal, que impede em caso de incêndio, o arqueamento das paredes altas e o seu possível desabamento para o exterior.

No Quadro 4.4 indicam-se as exigências regulamentares em relação ao comportamento ao fogo de paredes exteriores e interiores.

4.1.7 Estanquidade ao ar e à água [51]

A estanquidade à água e ao ar é um dos aspectos fundamentais para a salvaguarda do bem-estar, que influência também notavelmente a duração das alvenarias.

Em condições normais de paredes bem concebidas e executadas, dificilmente a água pode penetrar e permanecer no seu interior, dado que a evaporação que se verifica sobre as superfícies externas impede a acumulação de água. Obviamente o perigo reside no facto das alvenarias serem submetidas a ventos húmidos, a ventilação ser escassa, haver fissuras nas paredes e nos seus revestimentos, ou verificarem-se roturas em coberturas, goteiras ou instalações técnicas.

Quadro 4.4 – Exigências regulamentares aplicáveis a edifícios de habitação [73]

Tipo de edifício	**Exigências**			
	Paredes exteriores (1)		Paredes interiores	
	Revestimentos	Paredes de empena	Paredes guarda fogo	Separação entre habitações contíguas
Unifamiliares	M3	CF60 (2)	Não são exigidas	———
Multifamiliares de altura inferior a 28 m	M2 M3 se altura ≤ 9 m	CF60 (2)	Exigidas em edifícios de grande desenvolvimento CF90 CF60 se altura ≤ 9 m	CF60
Multifamiliares de altura inferior a 28 m	M1	CF90 (2)	Exigidas em edifícios de grande desenvolvimento CF90 CF60 se altura ≤ 9 m	CF60

Notas: (1) As paredes exteriores estão sujeitas a outras exigências associadas à disposição de vãos.

(2) Estão ainda sujeitas a uma altura mínima acima da cobertura.

Classes de resistência ao fogo: M0 – materiais não combustíveis

M1 – materiais não inflamáveis

M2 – materiais dificilmente inflamáveis

M3 – materiais moderadamente inflamáveis

M4 – materiais facilmente inflamáveis

A classificação dos elementos estruturais ou de compartimentação do ponto de vista da sua resistência ao fogo compreende, para cada uma das qualificações: Estável ao fogo (EF), Pára-Chamas (PC) e Corta-Fogo (CF), nove classes, correspondentes aos escalões de tempo a seguir indicados, em minutos, pelo limite inferior de cada escalão:

15 30 45 60 90 120 180 240 360

Naturalmente o desempenho das paredes nesta perspectiva está muito condicionado pelo clima do local onde se situa a construção, pelo que a selecção da solução a utilizar deverá antes de tudo ter este aspecto em consideração.

Em fase de projecto para proteger as partes de construção particularmente sujeitas à acção da chuva associada a vento é importante prever a realização de sacadas, cornijas e elementos salientes que limitem o impacto e a acção da chuva sobre as superfícies verticais. A existência destes elementos é decisiva no desempenho dessas superfícies.

4.1.8 Rapidez de colocação em obra [52]

O rendimento de colocação das unidades de alvenaria em obra (assentamento) aumenta com o acréscimo do volume das unidades, sendo o rendimento máximo obtido com volumes de cerca de 25 dm^3. A partir deste valor seja a dificuldade de manuseio, seja o peso das unidades podem resultar em factores de redução dos tempos de execução.

Facilidades de manuseio aumentam, em igualdade de dimensões e de peso, o rendimento de assentamento. Concorrem para essa facilidade os seguintes aspectos:

- em unidades de dimensões relativamente pequenas a presença de um furo central melhora o acto de preensão, fig.4.1;
- em unidades com furação vertical a presença de dois furos de passagem para a mão permite uma preensão boa e equilibrada, fig. 4.2;
- em unidades com furação horizontal uma canelura na face superior permite uma preensão fácil , fig. 4.3.

A canelura presente obriga além disso a interromper o leito horizontal da argamassa provocando assim uma *interrupção da junta* de assentamento o que melhora o isolamento térmico da alvenaria e favorece o corte hídrico, mas penaliza o comportamento mecânico.

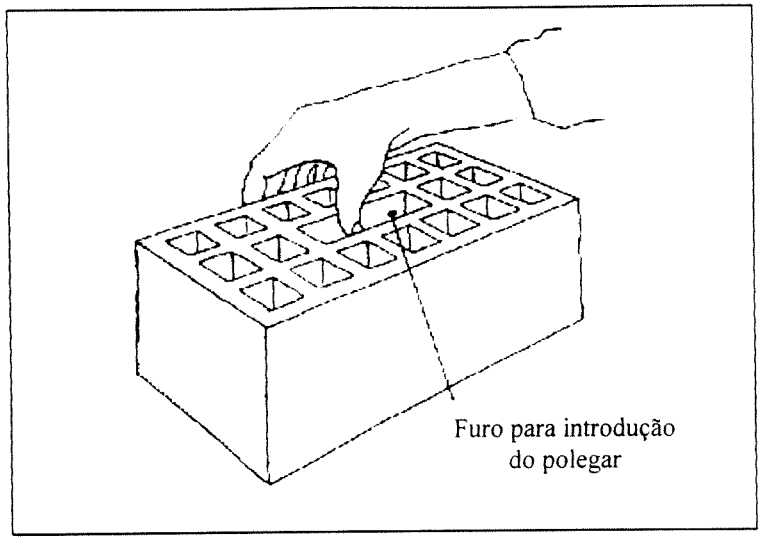


Fig. 4.1 – Unidade de pequenas dimensões com furo central [52]

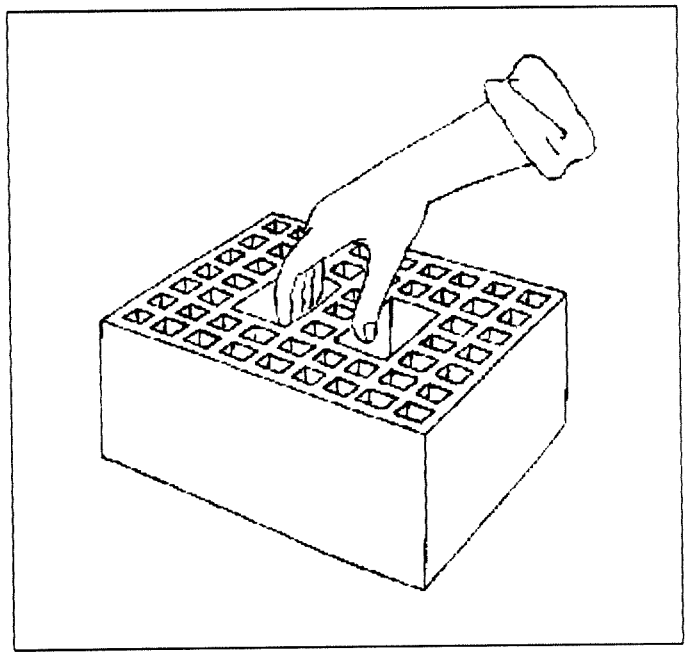


Fig. 4.2 – Unidade com furação vertical com dois furos de passagem para a mão [52]

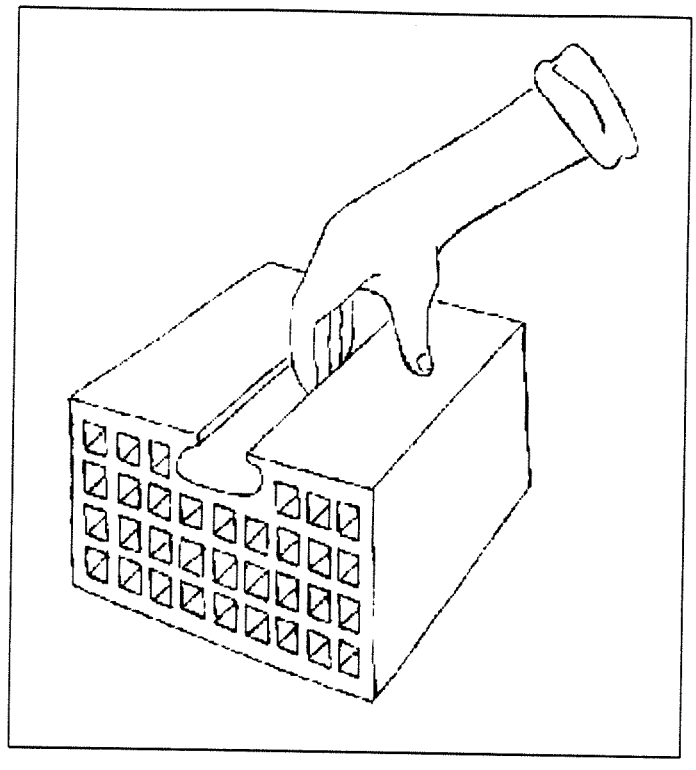


Fig. 4.3 – Unidade com furação horizontal dotada com canelura na face superior [52]

Existem unidades que apresentam uns dentes de precisão (macheado) nas juntas verticais que permitem um encaixe perfeito entre as unidades, sem que ocorra ligação vertical com argamassa, fig. 4.4. O resultado é a eliminação completa de argamassa nas juntas verticais.

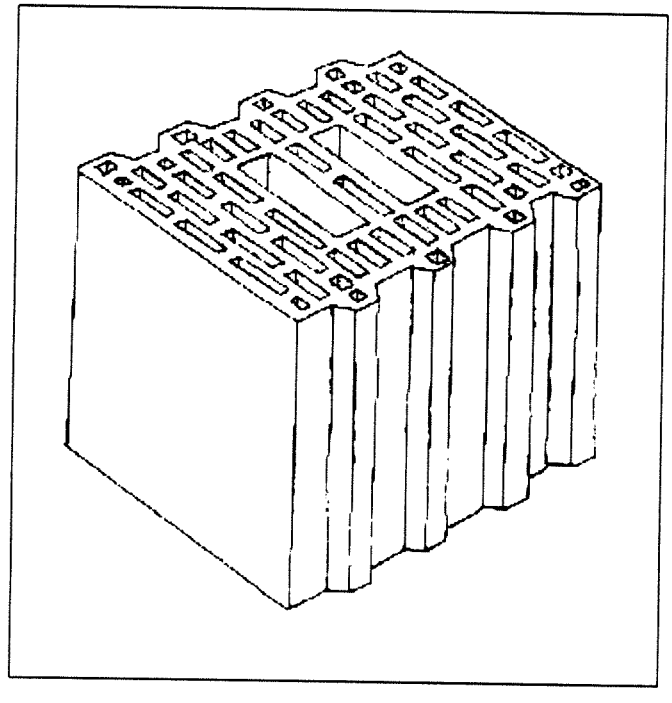


Fig. 4.4 – Unidade com dentes de precisão (macheado) nas juntas verticais [52]

4.2 Unidades de alvenaria existentes no nosso país

4.2.1 Introdução

Existem hoje no nosso mercado diversas soluções para alvenaria. No que diz respeito aos materiais, são quatro as alternativas mais divulgadas:

- tijolos de cerâmica de barro vermelho;
- blocos de betão com inertes naturais;
- blocos de betão com inertes leves de argila expandida;
- blocos de betão celular autoclavado.

Em paredes duplas, as combinações de materiais diferentes em cada pano de parede constituem soluções que, embora não sejam muito utilizadas, conferem algumas vantagens ao desempenho das mesmas. Como veremos cada alvenaria apresenta características diferentes, apresentando por exemplo a alvenaria executada com o material A um bom desempenho para a exigência X, mas uma má "performance" para a exigência Y, enquanto com a alvenaria executada com o material B se passa eventualmente o inverso. Ora ao associarmos as alvenarias A e B numa parede reduzimos os aspectos negativos de cada uma delas, resultando o desempenho global mais equilibrado, quando comparado com a mesma parede executada com uma só alvenaria. Por outro lado a criação de unidades mais espessas, que através de um único pano sejam capazes de satisfazer os requisitos de conforto térmico, acústico e mecânico constitui uma alternativa interessante à parede dupla, podendo ser mais económica, para além se ser menos sensível à qualidade de construtiva.

Relativamente aos formatos e geometrias das unidades, dependem do material em questão. Referem-se as necessidades de peças mais espessas e de maiores dimensões bem como o complemento das séries de unidades com formatos destinados a facilitar os remates e a evitar pontes térmicas, de modo a envolver a estrutura através da betonagem no interior das unidades, realizar padieiras, remate de peças, etc., como se indica na fig. 4.5.

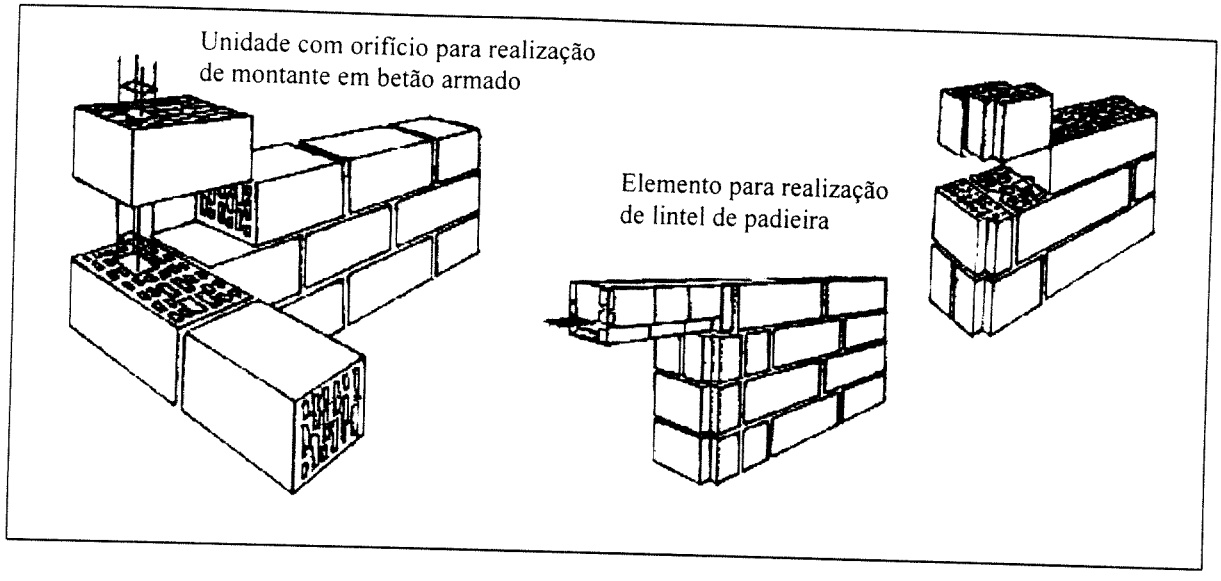


Fig. 4.5 – Geometria de unidades compatibilizando exigências técnicas e mecânicas e incluindo elementos para remates [11]

A seguir apresenta-se uma análise comparativa das características mais relevantes dos materiais atrás enunciados, tendo em atenção as suas exigências.

4.2.2 Características gerais

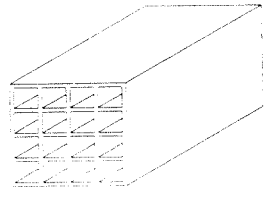
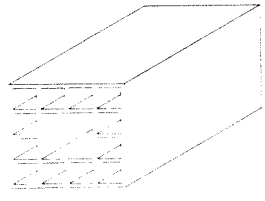
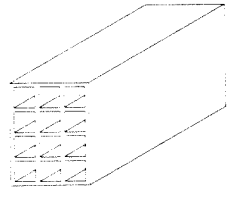
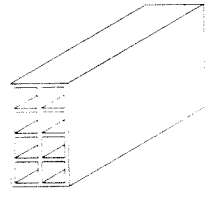
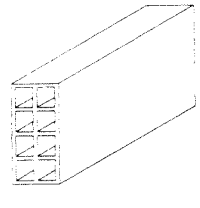
4.2.2.1 Tijolos

Os materiais cerâmicos de barro vermelho, dos quais os tijolos fazem parte, incluem-se numa categoria de um grupo muito vasto, cuja principal característica é serem constituídos, pelo menos parcialmente, por minerais de argila.

Até se obter o produto final o barro vermelho passa por fases de extracção e armazenamento do barro, preparação da pasta, conformação dos tijolos, secagem, cozedura e armazenamento.

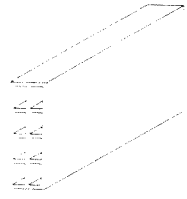
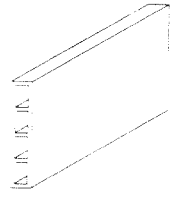
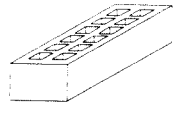
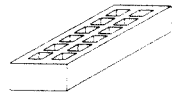
As unidades de barro vermelho mais comuns apresentam-se no Quadro 4.5.

Quadro 4.5 – Unidades correntes de barro vermelho disponíveis em Portugal – Dados recolhidos junto de fornecedores (*)

Unidades de barro vermelho	Dimensões de coordenação (cm)	Peso próprio aprox. (kg)	Resistência à compressão aproximada (MPa)
	30x20x22	9,0 a 10,0	2,5 a 4,0
	30x20x22	8,5 a 9,5	———
	30x20x15	5,5 a 6,2	3,5 a 5,0
	30x20x11	4,0 a 5,0	4,5 a 5,5
	30x20x9	3,5 a 4,5	4,5 a 5,5

(*) Características extraídas de ensaios elaborados pelo Centro Tecnológico da Cerâmica e do Vidro

Quadro 4.5 (continuação) – Unidades correntes de barro vermelho disponíveis em Portugal
Dados recolhidos junto de fornecedores (*)

Unidades de barro vermelho	Dimensões de coordenação (cm)	Peso próprio aprox. (kg)	Resistência à compressão aproximada (MPa)
	30x20x7	3,5 a 4,0	6,5 a 7,5
	30x20x4	2,5 a 3,0	6,0 a 7,0
	23x11x7	3,2 a 3,7	11,5 a 13,5
	23x11x7	1,7 a 2,2	8,0 a 9,5
	23x11x5	1,2 a 1,7	8,0 a 9,5

(*) Características extraídas de ensaios elaborados pelo Centro Tecnológico da Cerâmica e do Vidro

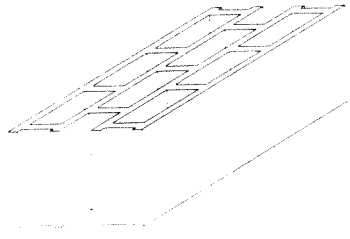
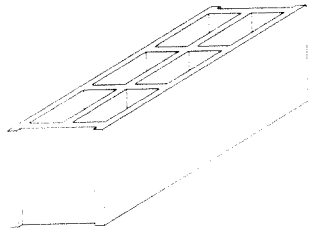
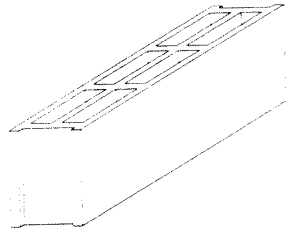
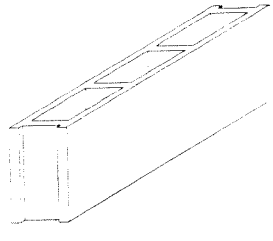
4.2.2.2 Blocos de betão

Os blocos de betão utilizam um betão de consistência seca como produto base. A sua produção é feita por moldagem, com compactação efectuada por acção de compressão e

vibração.

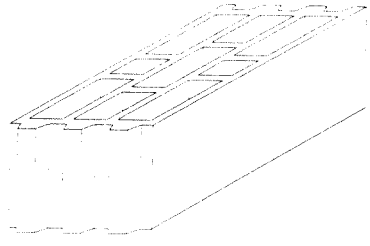
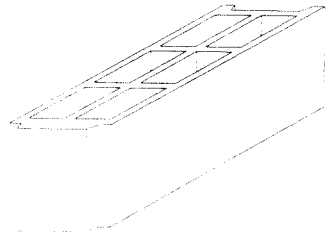
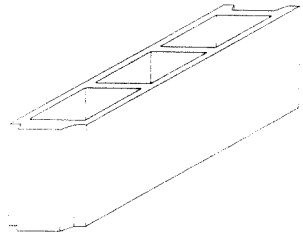
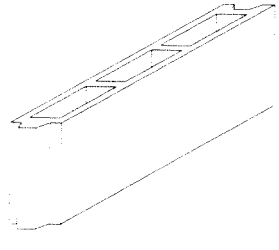
No Quadro 4.6 apresentam-se as características das unidades de blocos de betão de inertes correntes disponíveis em Portugal.

Quadro 4.6 – Unidades correntes de betão disponíveis em Portugal – Dados recolhido junto de fornecedores (*)

Unidades correntes de betão Série A	Dimensões de coordenação (cm)	Peso próprio aproximado (kg)	Resistência à compressão aproximada [4] (MPa)
	50x20x25 a 30	27,0 a 29,0	4,4
	50x20x20	19,5 a 20,5	
	50x20x15	16,5 a 17,5	
	50x20x10	10,5 a 11,5	5,4

(*) Características extraídas de catálogos de fornecedores, com excepção da resistência à compressão

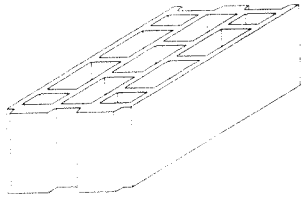
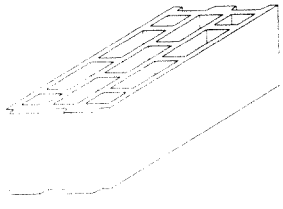
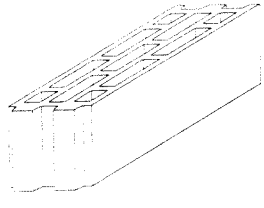
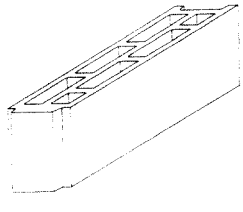
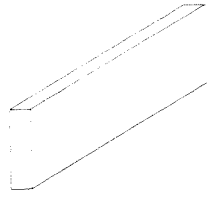
Quadro 4.6 (continuação) – Unidades correntes de betão disponíveis em Portugal – Dados recolhidos junto de fornecedores (*)

Unidades correntes de betão Série B	Dimensões de coordenação (cm)	Peso próprio aproximado (kg)	Resistência à compressão aproximada [4] (MPa)
	50x20x25 a 30	28,5 a 31,0	4,4
	50x20x20	20,0 a 21,5	———
	50x20x15	15,5 a 16,5	———
	50x20x10	11,5 a 12,5	5,4

(*) Características extraídas de catálogos de fornecedores com excepção da resistência à compressão

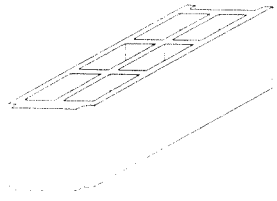
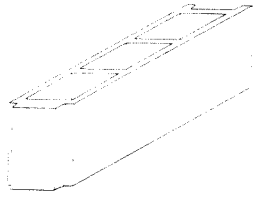
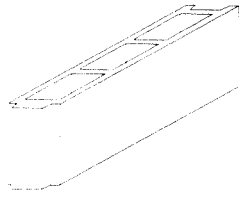
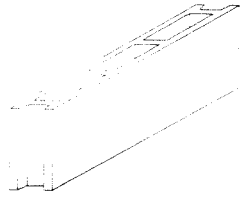
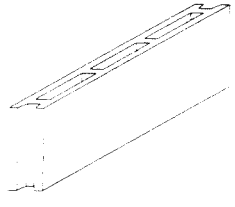
No Quadro 4.7 apresentam-se características de unidades de betão de inertes leves disponíveis em Portugal.

Quadro 4.7 – Unidades correntes de betão de inertes leves disponíveis em Portugal – Dados recolhidos junto de fornecedores (*)

Unidades correntes de betão de inertes leves Série A	Dimensões de coordenação (cm)	Peso próprio aprox. (kg)	Resistência à compressão aproximada (MPa)	Isolamento sonoro aproximado (dB)(**)	Coeficiente transmissão térmica aprox. (W/m^2K)(**)	Comportamento ao fogo
	50x20x30	15,0 a 16,0		49,0	1,0	
	50x20x25	14,5 a 15,5		48,0	1,15	CF240
	50x20x20	13,5 a 14,0	>2,5	46,0	1,3	
	50x20x15	9,2 a 9,7		44,0	1,7	CF180
	50x20x5	5,0 a 5,5		———	3,5	CF90

(*) Características extraídas de catálogos de fornecedores
(**) Valores relativos a paredes executadas com os blocos indicados

Quadro 4.7 (continuação) – Unidades correntes de betão de inertes leves disponíveis em Portugal – Dados recolhidos junto de fornecedores (*)

Unidades correntes de betão de inertes leves Série B	Dimensões de coordenação (cm)	Peso próprio aprox. (kg)	Resistência à compressão aproximada (MPa)	Isolamento sonoro aproximado (dB)(**)	Coeficiente transmissão térmica aprox. (W/m^2K)(**)	Comportamento ao fogo
	50x20x20	11,5 a 12,5		46,0	1,8	CF240
	50x20x15	8,5 a 9,0		44,0	2,1	CF180
	50x20x12	7,5 a 8,0	>2,5	42,0	2,3	CF120
	50x20x10	6,5 a 7,0		41,0	2,4	CF90
	50x20x8	5,5 a 6,0		39,0	2,5	

(*) Características extraídas de catálogos dos fornecedores
(**) Valores relativos a paredes executadas com os blocos indicados

No Quadro 4.6 a série A referem-se a unidades de juntas verticais de preenchimento e a série B diz respeito a unidades com juntas verticais de encaixe.

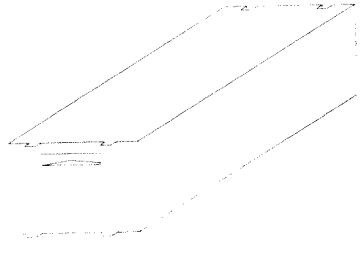
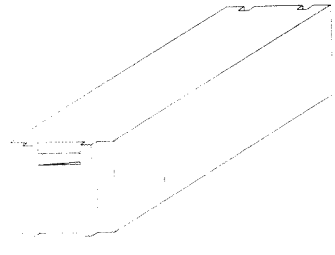
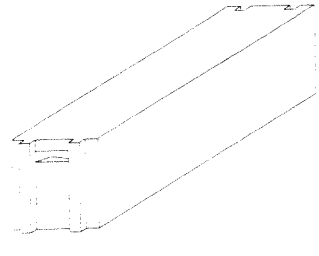
4.2.2.3 Blocos de betão celular autoclavado

Estes blocos são produzidos a partir duma mistura de areia, cal, cimento, pó de alumínio e água, preparada em moldes especiais. Depois de estabilizada, a mistura é retirada dos moldes e seccionada nas dimensões adequadas aos respectivos blocos por um processo de alta precisão. Finalmente os blocos são curados em autoclaves.

Não existe no nosso país normalização para estes produtos e a sua produção restringia-se até à pouco tempo a uma única fábrica, que produzia os chamados "blocos de precisão". Esta unidade foi recentemente encerrada.

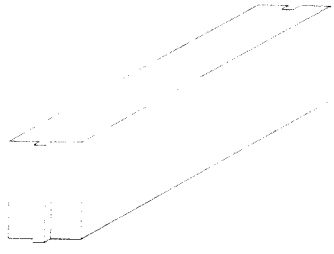
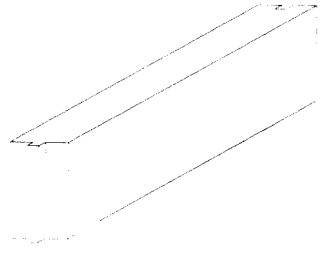
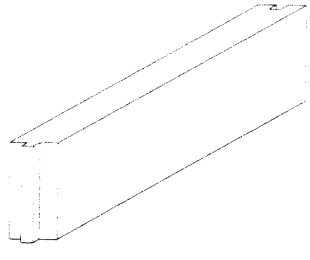
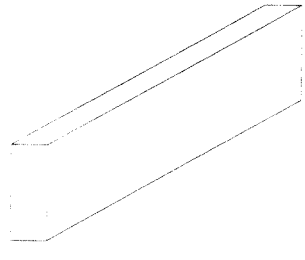
Este tipo de blocos e respectivas características encontram-se apresentados no Quadro 4.8.

Quadro 4.8 – Unidades de betão celular autoclavado disponíveis em Portugal (*)

Unidades de betão celular autoclavado	Dimensões de coordenação (cm)	Peso próprio aprox. (kg)	Resistência à compressão aproximada (MPa)	Isolamento sonoro aproximado (dB)(**)	Coeficiente transmissão térmica aprox. (W/m^2K)(**)	Resistência ao fogo(**)
	60x20x30	24,0		——	0,60	
	60x20x24	19,0	5,0	--	0,70	> CF180
	60x20x20	16,0		48,0	0,85	

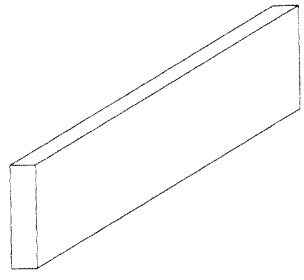
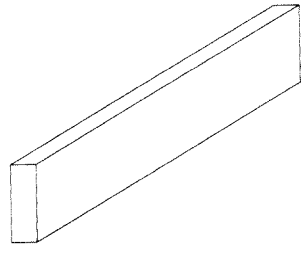
(*) Características extraídas de catálogos do fornecedor
(**) Valores considerando paredes rebocadas executadas com os blocos indicados

Quadro 4.8 (continuação) – Unidades de betão celular autoclavado disponíveis em Portugal (*)

Unidades de betão celular autoclavado	Dimensões de coordenação (cm)	Peso próprio aprox. (kg)	Resistência à compressão aproximada (MPa)	Isolamento sonoro aproximado (dB)(**)	Resistência ao fogo(**)
	60x20x15	12,0		46,0	≥ CF180
	60x20x12	9,5		—	—
			5,0		
	60x20x10	8,0		—	—
	60x20x7,5	6,0		—	—

(*) Características extraídas de catálogos do fornecedor
(**) Valores considerando paredes rebocadas executadas com os blocos indicados.

Quadro 4.8 (continuação) – Unidades de betão celular autoclavado disponíveis em Portugal (*)

Unidades de betão celular autoclavado	Dimensões de coordenação (cm)	Peso próprio aproximado (kg)	Resistência à compressão aproximada (MPa)
	60x20x5	4,0	5,0
	60x15x5	3,0	
(*) Características extraídas de catálogos do fornecedor			

4.2.3 Formato [19]

Os tijolos são, regra geral, produzidos segundo os formatos normalizados previstos na norma NP834 [63]. Atendendo à variação de dimensões, podem considerar-se de dois tipos: tijolos de grandes dimensões e tijolos de pequenas dimensões. Os tijolos de grandes dimensões têm comprimento e altura fixos de 295 mm e 190 mm, respectivamente, e as espessuras mais generalizadas são 70, 110, 150 e 220 mm, originando os formatos designados por 30x20x7, 30x20x11, 30x20x15 e 30x20x22, como se pode observar no Quadro 4.5. Estes tijolos são providos de furação horizontal, no entanto por imposição da referida norma esta furação deve estar compreendida entre 30 e 75%, verificando-se que na prática as percentagens de furação variam entre 50 e 70%.

Em relação aos tijolos pequenos a norma considera um único formato com as seguintes dimensões 220, 107 e 70 mm, designado por 22x11x7, como também se indica no Quadro 4.5. Os tijolos com estas dimensões podem ser maciços, quando apresentam uma percentagem de furação inferior a 15%, ou furados verticalmente, no caso daquela percentagem variar entre 15 e 50%.

As unidades de tijolo são as que apresentam maior variedade de formatos, permitindo maior número de soluções, em termos de tipos de parede que se podem executar.

Além disso as unidades cerâmicas são as únicas que apresentam elementos maciços, perfurados e furados. É ainda de salientar que estas unidades facultam uma alternativa de acabamento, através da utilização de tijolos de face à vista.

Sublinha-se no entanto a dificuldade em realizar paredes simples em tijolos cerâmicos, dado não existirem espessuras superiores a 22 cm, salvo por recurso a tijolo duplex que, ao que se sabe, tem uma utilização muito restrita e são produzidos por um número reduzido de fabricantes.

Os blocos de betão são semelhantes, quer sejam de inertes correntes, quer sejam de inertes leves. São normalmente produzidos com comprimentos modulados de 300, 400, 500 ou 600 mm e alturas moduladas de 200, 250 ou 300 mm, como se mostra nos Quadros 4.6 e 4.7. Podem ser maciços, mas geralmente apresentam furação vertical.

Os blocos furados apresentam geralmente percentagens de furação entre 40 e 55%. Os blocos de maiores dimensões dispensam a construção de duas paredes para execução de caixa de ar, uma vez que já integram uma descontinuidade de junta horizontal, assim como os tijolos duplex já referidos.

Existem também no mercado nacional unidades deste tipo preparadas para ficarem à vista, com diferentes texturas e colorações.

As unidades de betão celular autoclavado são produzidos nos comprimentos e alturas modulados de 600 mm x 200 mm e espessuras de 100, 120, 150, 200, 240 e 300 mm, como se vê no Quadro 4.8. São todos maciços, por isso estes blocos apresentam, no caso das espessuras maiores, duas pegas nos topos para facilitar o seu manuseamento. As juntas verticais são executadas por encaixe, mas estas podem também ser argamassadas na zona da pega. O seu assentamento deve ser executado com argamassa-cola.

4.2.4 Resistência mecânica

De acordo com a NP 80 [62], a resistência à compressão dos tijolos é definida segundo três categorias de resistência A, B ou C, atendendo ao grau de perfuração do tijolo e à resistência mínima individual de um lote de seis unidades, com mostra o Quadro 4.9.

Quadro 4.9 – Tensão de rotura por compressão [62]

Categorias	Tensão de rotura mínima individual (MPa)	
	Tijolo maciço e perfurado	Tijolo furado
A	≥ 14,0	≥ 4,5
B	≥ 10,0	≥ 3,0
C	≥ 7,0	≥ 1,5

Naturalmente e de acordo com o Quadro 4.9, os tijolos maciços e perfurados devem apresentar uma resistência à compressão muito superior aos furados, para a mesma categoria.

Tradicionalmente, aplicam-se no nosso país os tijolos de furação horizontal, embora se saiba que os de furação vertical apresentem valores de resistência à compressão superiores. Aliás, ao que se sabe, não tem havido por parte do sector nacional tentativas de explorar a utilização resistente dos materiais cerâmicos para alvenaria.

Por último, verifica-se uma grande variação de valores de resistência à compressão no caso dos tijolos furados. Tendencialmente, aquela característica mecânica diminui com o aumento de volume das unidades. Esta constatação relaciona-se com o número e tamanho dos furos dos tijolos maiores e mais numerosos no caso das peças de maiores dimensões. Este facto penaliza as alvenarias resistentes tendo por base este material, dado estas serem normalmente realizadas a partir das unidades de maiores dimensões.

Contudo, dependendo do fornecedor e para unidades de igual volume, podemos encontrar tijolos com uma capacidade resistente tripla de outros com as mesmas características. A este facto não são alheias o tipo de pasta, a espessura dos septos e as variações nas condições de fabrico, em especial de cozedura, reflectindo a ausência de preocupação com esta questão por parte do sector [54].

Relativamente aos blocos verifica-se uma relação semelhante entre a resistência à compressão e o volume das unidades. A resistência destas depende de vários factores, nomeadamente da percentagem de furação e da composição do betão. Os blocos furados possuem, em casos correntes, resistências entre 2 a 5 N/mm^2 (ensaiados com as faces rectificadas com argamassa e após imersão em água).

No que diz respeito ao betão celular autoclavado o valor considerado para a resistência é de 5,0 N/mm^2. Este valor baseia-se em dados fornecidos pelo produtor que através do seu controlo interno de qualidade refere 5,5 N/mm^2 para aquela resistência. Em ensaios realizados pelo LNEC, de acordo com o Documento de Homologação D.H. 383, refere-se como valor da resistência à compressão 4,9 N/mm^2. Estes resultados, ao contrário do que acontece na maioria das alvenarias anteriores, são uniformes para todas as unidades e posicionam em bom plano os blocos de betão celular autoclavado em relação à resistência à compressão, apesar da sua enorme porosidade.

4.2.5 Isolamento térmico [54]

Sabe-se que os materiais têm tanto melhor desempenho térmico, quanto mais porosos forem, dado a condutibilidade térmica do ar ser em geral inferior à da matriz de que o material é feito. A porosidade torna-se ainda mais eficaz quando os poros são pequenos e fechados, uma vez que se minimiza a transmissão de calor por convecção no seu interior.

Sempre que existir humidade absorvida no material, a condutibilidade térmica deste aumenta, devido ao facto da água conduzir melhor o calor que o ar.

Os valores da condutibilidade térmica (λ) para os diferentes materiais estão indicados no Quadro 4.10.

A produção de blocos de betão e de tijolos cerâmicos pode fazer-se com diversa furação. A densidade e a disposição de tal furação influencia também o respectivo coeficiente de transmissão térmica.

Com a excepção dos blocos de betão celular, que apesar de serem maciços, destacam-se por apresentarem excelentes características de isolamento térmico, é necessária uma

comparação entre as restantes unidades, quanto às respectivas capacidades de serem conformados com elevada porosidade e furação.

Quadro 4.10 – Valores indicativos da condutibilidade térmica (λ) dos materiais indicados [74]

Material	**Massa volúmica (kg/m^3)**	**λ (W/m°C)**
Cerâmica de barro vermelho	1800 – 2000	1,15
Betão de inertes correntes	1700 – 2400	de 1,40 a 1,75
Betão de argila expandida	600 – 1800	de 0,25 a 1,05
Betão celular	375 – 825	de 0,16 a 0,33

Relativamente à melhoria do desempenho térmico, os tijolos, quer pelo seu processo de conformação, quer devido aos tamanhos dos grãos que os constituem, podem ser conformados com maior densidade de furação que os blocos de betão, particularmente se estes contiverem inertes leves, cujas dimensões prejudicam a formação de septos finos entre os furos. No entanto, e de acordo com o Quadro 4.10, o betão de inertes leves, atendendo à sua baixa condutibilidade térmica, permite obter unidades com coeficientes de transmissão térmica muito inferiores aos blocos de betão corrente ou mesmo aos cerâmicos.

Em relação às unidades cerâmicas sublinha-se que pelo facto de serem produzidas por cozedura, é possível aumentar a porosidade da pasta pela introdução de grãos combustíveis, como serradura, polímeros ou carvão e, deste modo, reduzir a condutibilidade térmica e a massa volúmica da matéria-prima, obtendo tijolos com comportamento térmico melhorado, mas com menor resistência. Ao que se sabe não existe ainda produção nacional destas unidades cerâmicas, mas no entanto, encontram-se já no nosso mercado materiais deste tipo originários, por exemplo, de Espanha.

No Quadro 4.11 podem-se observar os valores dos coeficientes de transmissão térmica de paredes de alvenaria simples de 20 cm de espessura.

De acordo com os dados apresentados no Quadro confirma-se a superioridade do desempenho térmico das paredes em betão celular, especialmente quando executadas com juntas coladas. Pela negativa destacam-se os tijolos maciços e perfurados e os blocos de betão de inertes correntes.

Quadro 4.11 – Coeficientes de transmissão térmica (K) de paredes de alvenaria simples com 20 cm de espessura executadas com os materiais que se indicam [75]

Materiais de construção	Valores de K ($W/m^2{}^oC$)
Tijolo maciço	2,65
Tijolo perfurado	2,40
Tijolo furado	1,80
Tijolo duplex	1,30
Bloco de betão de inertes correntes	2,20 e 2,55
Bloco de betão de inertes leves	1,55
Bloco de betão celular (juntas de argamassa)	1,10
Bloco de betão celular (juntas coladas)	0,80

Este Quadro evidencia também, por um lado o papel do tipo, densidade e disposição dos furos na capacidade de isolamento térmico dos materiais considerados e, por outro, permite comparar os valores de K nele constantes com as exigências impostas pelo RCCTE [55], Quadro 4.1. É de salientar alguma discrepância dos valores propostos para os tijolos furados e perfurados, excessivos em relação aos valores normalmente encontrados em literatura própria [74].

4.2.6 Isolamento acústico [54]

Em termos práticos, uma parede para possuir um elevado isolamento acústico deverá caracterizar-se por:

- ter uma massa elevada;
- ser rígida e não porosa;
- ter superfície lisa e contínua.

Por outro lado, o coeficiente de absorção acústica aumenta com a frequência das ondas sonoras e resulta mais elevado quando se trata de materiais porosos e de superfície não lisa.

Geralmente o desempenho acústico de uma parede é significativamente influenciado pelo número e dimensões das aberturas que a compõem. O Quadro 4.12 sintetiza como numa parede de tijolo o aumento da área envidraçada diminui o isolamento acústico.

Quadro 4.12 – Influência da área envidraçada no comportamento acústico de uma parede de tijolo [87]

Ruído exterior (dB)	**Área envidraçada/Área total da parede**	**Ruído exterior percebido no interior (dB)**
100	0	50
	1/8	71
	1/4	74
	1/2	77
	1	80

Em termos de desempenho acústico as paredes duplas são preferíveis às paredes simples com a mesma massa. No caso de paredes duplas é melhor adoptar paredes de materiais diferentes para dispormos de duas frequências críticas(•) distintas, uma para cada pano de parede. Assim, no caso de se atingir a frequência crítica num dos panos, o outro que à partida terá uma frequência crítica diferente, minimizará o efeito produzido no primeiro pano.

Ao preencher a cavidade entre paredes duplas é aconselhável o uso de materiais com pouca rigidez de modo a garantir a diferenciação entre as duas paredes, caso contrário o comportamento da parede é análogo ao de uma parede simples.

A consulta de um catálogo difundido pelo produtor do betão celular autoclavado forneceu os valores de isolamento acústico de blocos e lintéis rebocados apresentados no Quadro 4.13.

Quadro 4.13. Valores de isolamento acústico, em dB, de blocos e lintéis de betão celular autoclavado com reboco em função das respectivas espessuras

Espessura (cm)	10,0	12,0	15,0	17,5	20,0	22,5	24,0
Isolamento (dB)	33	35	38	39	40	42	43

(•) Existe uma frequência para a qual uma parede deixa de ter um efeito de isolamento, podendo até ampliar o som. Essa frequência é a frequência crítica.

Vejamos agora o Quadro 4.14 em que se relaciona a percentagem de furação e a massa do tijolo com o respectivo poder fonoisolante.

Quadro 4.14 – Poder fonoisolante de paredes simples rebocadas [79]

Parede com 30 cm de espessura	**Massa (kg/m^2)**	**Isolamento (dB)**
Tijolo rebocado com 45% de furação	330	46,5
Idem com 50% de furação	301	45,0
Idem com 55% de furação	285	44,5

Verifica-se que uma variação de apenas 5% na percentagem de furação influencia a massa da parede conduzindo a variações de 1,5 dB na capacidade de isolamento.

A seguir comparam-se os desempenhos acústicos de paredes de alvenaria de tijolo, de betão de inertes correntes e de betão de inertes leves, Quadro 4.15.

Quadro 4.15 – Índice de redução sonora, Ia, para diversas paredes de alvenaria com as espessuras indicadas [80]

	Índice de redução sonora, Ia							
Parede de alvenaria	Espessura (cm)	125 Hz	250 Hz	500 Hz	1000 Hz	2000 Hz	4000 Hz	Ia (dB)
Tijolo	9	33	29	36	39	44	46	40
Bloco betão inertes correntes	9	36	32	42	50	56	58	45
Idem inertes leves rebocado	14	23	29	37	42	49	47	40
Tijolo	13	34	34	41	50	56	58	46

Deste Quadro podem extrair-se as seguintes conclusões:

- os materiais em consideração apresentam um isolamento sonoro inferior para as frequências mais baixas;
- as paredes de alvenaria de tijolo possuem melhor comportamento acústico do que as de blocos de betão de inertes leves, mas pior do que as de blocos de betão de inertes correntes.

4.2.7 Resistência ao fogo [54]

Ainda que a maioria dos fornecedores não facultem dados relativos à resistência ao fogo dos materiais que produzem, esta é uma das suas características importantes não tanto em termos de conforto, mas de segurança.

O Manual do Bombeiro Sapador [60] publicou resultados, de natureza eventualmente empírica, sobre esta matéria. Neste manual refere-se que "os materiais de construção devem, pelo menos durante um certo tempo, resistir às temperaturas habituais em incêndios, as quais são, em geral, superiores a 600 °C". Ainda a mesma publicação considera que "o tijolo comum pode considerar-se como o melhor material de construção no que se refere ao seu comportamento em caso de incêndio", e que, "os tijolos furados e tijoleiras são igualmente bons materiais no que se refere ao seu comportamento perante o fogo".

Relativamente aos blocos de betão, no referido manual afirma-se que "oferecem pequena resistência ao calor. À temperatura de 800 °C fendem em curto espaço de tempo. Não são pois aconselháveis em construções em que haja a recear, em muito grau, o risco de incêndio".

Em relação ao betão celular, concretiza que "este tipo de betão tem grande resistência ao fogo, grande poder isolante e pouco peso".

Estas considerações, que provavelmente provêm do estudo de casos práticos, poderão ser analisadas à luz da constituição e das características dos materiais abordados.

Os materiais cerâmicos de barro vermelho, sendo cozidos pelo menos a 900 °C, sofrerão, se aquecidos até temperaturas da ordem de 1000 a 1100 °C, melhoria da sua resistência mecânica. Temperaturas capazes de provocar o seu "amolecimento" sob carga, não são susceptíveis de serem atingidas num incêndio de características "normais".

A sua resistência ao choque térmico depende do respectivo coeficiente de expansão térmica e pode ser prejudicada pela existência de muito quartzo na sua composição, em particular se este se encontrar em grãos grandes. O quartzo sofre uma transformação reversível com acentuado e rápido aumento de volume no aquecimento, a 573 °C, e contracção equivalente no arrefecimento, diminuindo a resistência ao choque térmico dos materiais de que faz parte.

Os betões, quer sejam de cimento, quer sejam celulares autoclavados, como são produzidos a partir da reacção de determinados produtos com a água, contêm na sua composição

compostos hidratados ou não, cuja decomposição ocorre abaixo de 800 °C, enfraquecendo necessariamente as suas propriedades mecânicas.

No que diz respeito à resistência dos betões ao choque térmico, pouco se pode dizer apenas com base nas respectivas composições. Contudo, os inertes correntes influenciam a resistência ao choque térmico dos blocos que constituem, se forem de natureza quartzosa, ou se, possuírem um coeficiente de expansão térmica muito diferente do da matriz de betão. Na eventualidade dos inertes serem calcários ou dolomíticos, decompõe-se entre 700 °C e 800 °C, enfraquecendo o betão sempre que se atingirem tais temperaturas.

Os valores da resistência ao fogo dos blocos de betão de inertes leves e de betão celular autoclavado indicados pelos fabricantes, podem ver-se em 4.2.3 e 4.2.4.

4.2.8 Conforto termo-higrométrico [54]

O conforto termo-higrométrico dentro dos recintos fechados depende essencialmente da manutenção de condições estáveis de temperatura e humidade do ar ambiente, pelo que qualquer variação brusca destas grandezas prejudica a obtenção do referido conforto. Com o objectivo de o proporcionar, devem garantir-se as condições ambientais apresentadas no Quadro 4.16.

Quadro 4.16 – Condições ambientais de conforto termo-higrométrico [54]

	Estações do ano	
Parâmetros influentes	**Inverno**	**Verão**
Temperatura do ar	17 °C ≤ θ ≤ 21 °C	18 °C ≤ θ ≤ 23 °C
Humidade relativa	40% a 60%	30% a 70%

O conforto termo-higrométrico que os materiais de construção, e em particular as alvenarias, proporcionam aos utentes dos edifícios onde são aplicados, depende em grande medida da humidade de equilíbrio, isto é, da humidade que existe nos materiais porosos em equilíbrio com a humidade do ar ambiente, para determinada temperatura e humidade relativa deste.

O gráfico da fig. 4.6 apresenta humidades de equilíbrio de diferentes materiais de construção.

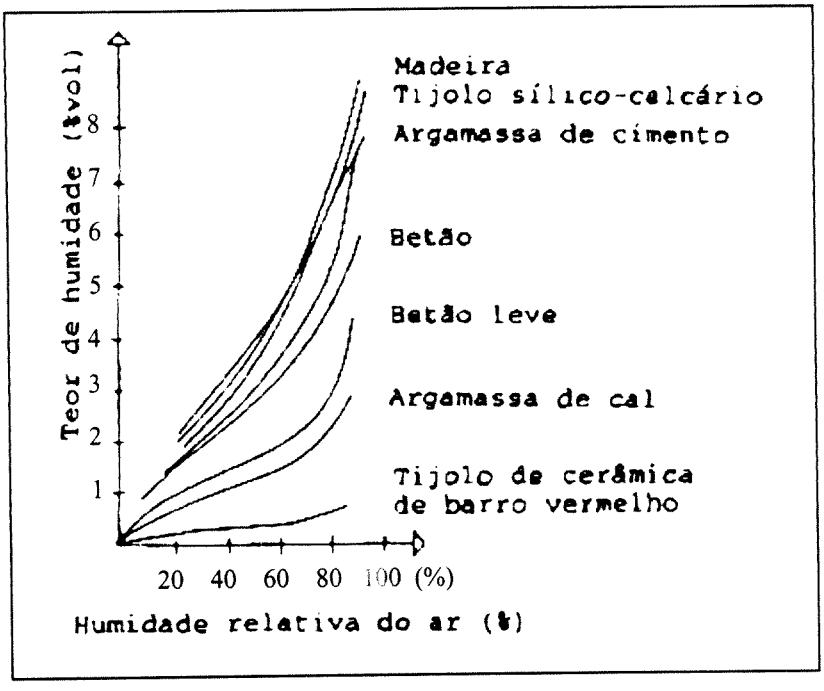


Fig. 4.6 – Humidade de equilíbrio de diferentes materiais de construção [81]

A influência do tamanho dos poros na condensação é mostrada no Quadro 4.17.

Quadro 4.17 – Raio dos poros e humidade relativa para que exista condensação a 20 °C [81]

Raio dos poros	10 μm	1 μm	100 nm	10 nm	1 nm
Humidade relativa (%)	100,0	99,9	99,0	89,9	34,8

Como se verifica através deste Quadro o risco de condensação no interior dos materiais já existe para raios dos poros muito pequenos, mesmo para baixas humidades relativas do ar.

Para concluir refira-se que na matriz de cimento dos blocos de betão, a existência de poros mais finos que na matriz dos tijolos de barro vermelho, explica a menor humidade de equilíbrio destes e portanto o seu melhor desempenho neste parâmetro.

4.2.9 Síntese da comparação entre diferentes unidades

No final desta análise comparativa das unidades de alvenaria mais aplicadas em Portugal, vários aspectos podem ser salientados:

- a enorme importância da porosidade e furação nas propriedades destes materiais de construção;
- com as condições climatéricas do nosso país, a durabilidade destes materiais, com excepção dos tijolos de face à vista e dos blocos com face de acabamento, não é particularmente dependente das suas capacidades de resistência ao gelo;
- os materiais que apresentam melhor comportamento ao fogo são os blocos de betão celular autoclavado e os tijolos;
- o isolamento térmico é fortemente influenciado pela condutibilidade térmica do material constituinte, pela porosidade e pela perfuração dos materiais; nesta perspectiva os blocos de betão celular autoclavado e os tijolos são mais vantajosos;
- dado que a capacidade de isolamento acústico dos materiais depende da respectiva massa volúmica, o betão celular autoclavado deverá ser o material com pior comportamento e os outros três materiais ordenados de acordo com a referida massa;
- relativamente à resistência mecânica à compressão destacam-se os tijolos, simultaneamente como os mais e menos resistentes, de acordo com os respectivos formatos e orientação da furação;
- finalmente, e pela análise dos Quadros apresentados verifica-se que em Portugal os blocos de betão celular autoclavado e os blocos de betão de inertes leves encontram-se no mercado com um maior enquadramento e descrição técnica, o que abona a favor destes materiais; por outro lado, como os blocos de betão celular autoclavado são fabricados, mesmo a nível internacional, por um número reduzido de empresas que fazem parte em geral do mesmo grupo, apresentam uma constância de propriedades maior e portanto uma maior garantia de qualidade.

4.3 Os produtos emergentes e as propostas evolutivas [37, 52]

De modo muito esquemático pode afirmar-se que são perceptíveis ao nível das soluções as seguintes tendências:

- aligeiramento da massa volúmica da matéria prima e das unidades por inserção de alvéolos e aumento de furação com o objectivo de obter as seguintes vantagens:
  - melhoria ergonómica de movimentação e montagem;
  - melhoria energética de produção e movimentação;
  - melhoria da resistência térmica;
  - acréscimo do volume da unidade em igualdade de peso;
  - diminuição (no caso de unidades alvéoladas) do módulo de elasticidade de modo a obter maior deformabilidade (diminuição de fissuração de fabrico);
  - melhor trabalhabilidade da alvenaria (no caso de unidades alvéoladas) para roços, caixas, perfis especiais;
  - melhor absorção acústica em igualdade de peso da envolvente;

- aumento da dimensão dos elementos para obter as seguintes vantagens:
  - melhor rendimento de colocação em obra;
  - maior isolamento térmico e redução de pontes térmicas;
  - menores deformadas nos pavimentos;
  - menores perigos de condensação para paredes e pavimentos de fronteira exterior;
  - maior isolamento acústico.

- desenvolvimento de morfologia para acrescer a possibilidade de construção facilitada para obter as seguintes vantagens:
  - eliminação das juntas verticais;
  - melhorias ergonómicas com ligações guiadas;
  - facilidade de assentamento com faces planas e argamassas-cola para juntas horizontais;
  - diferenciação estratificada da furação para criação entre as diversas zonas da mesma unidade para alvenaria de pano simples com o fim de obter nos

diversos casos ventilações, câmaras de injectar com isolante, diagramas higrométricos melhor controlados.

A alvenaria armada constituirá no futuro um desenvolvimento muito importante na tecnologia das alvenarias, no entanto a sua utilização carece entre nós ainda do desenvolvimento de sistemas integrados com esse objectivo. Com efeito trata-se de uma nova solução (quase como no seu tempo o foi a *laje aligeirada* para pavimentos), diferente portanto da alvenaria tradicional. Um novo material que se presta a desenvolvimentos notáveis, na técnica e no cálculo.

Capítulo 5

Considerações em termos do EC6 e EC8

5.1 Introdução [19]

Nunca houve no nosso país regulamentação para as estruturas de alvenaria, tal como existe há décadas para as estruturas de betão armado [57] e para as estruturas de aço [83].

As construções de alvenaria foram apenas consideradas em dois regulamentos, numa altura em que este tipo de construção ainda tinha alguma expressão a nível nacional:

- em 1958, no Regulamento de Segurança das Construções Contra os Sismos [59], que apresentava disposições construtivas tendo em vista assegurar a segurança a essa acção nos edifícios com paredes resistentes de alvenaria;
- em 1961, no Regulamento Geral de Edificações Urbanas [61], onde também eram apresentadas disposições construtivas referentes a paredes resistentes em alvenaria.

Relativamente a normas sobre produtos para alvenaria existem em Portugal apenas duas, ambas exclusivas dos tijolos cerâmicos, às quais já foi feita referência: a NP80, de 1964 [62], relativa à determinação das características dos tijolos incluindo a resistência à compressão e a NP834, de 1971 [63], que trata dos formatos dos tijolos.

Em termos do conhecimento do comportamento estrutural da alvenaria também poucos estudos têm sido feitos, embora nos últimos anos a atenção para este assunto tenha aumentado. Neste âmbito destaca-se a realização de:

- um estudo sobre a resistência de alvenarias de tijolo furado, em 1986 [64];
- duas teses para especialista do LNEC, uma sobre o comportamento mecânico das alvenarias [65] e outra sobre o comportamento das alvenarias de enchimento de pórticos de betão armado [17];
- um plano de estudos relativos à regulamentação e normalização da construção de alvenaria [66];
- uma tese de doutoramento sobre melhoria do comportamento térmico e mecânico das alvenarias [8];
- um estudo sobre o redesenho do tijolo [53];
- um estudo comparativo sobre os materiais de construção [54];
- um programa de investigação sobre o comportamento da alvenaria estrutural e a normalização europeia [19].

A preparação das normas europeias e dos eurocódigos referentes às estruturas de alvenaria veio alterar a situação neste domínio.

No que diz respeito ao CEN/TC125 – "Masonry" estão elaboradas mais de seis dezenas de versões preliminares de normas, umas relativas a produtos para alvenaria: unidades, argamassas e componentes auxiliares, e outras relativas às normas de ensaio das unidades, das argamassas, das componentes auxiliares e da alvenaria.

Em relação ao CEN/TC250 – "Structural Eurocodes" referem-se os dois eurocódigos correlacionados com as alvenarias de que se conhecem versões próximas das finais:

- Eurocódigo 6 (EC6), relativo às Estruturas de Alvenaria;
- Eurocódigo 8 (EC8), referente às Disposições Complementares para Estruturas em Zonas Sísmicas que abrange também as estruturas de alvenaria. Tanto um como o outro foram já aprovados sob a forma de normas provisórias (ENV's).

Dada a complexidade inerente à harmonização europeia deste tipo de regulamentação, uma vez que abrange realidades construtivas e materiais de diferentes países, o processo é necessariamente moroso e apresenta alguns aspectos que carecem de adaptação por parte de cada país. Surgem assim os Documentos Nacionais de Aplicação (DNA's) que adaptam as normas europeias à situação dos diferentes Estados. Assim, e no caso do nosso país, existem já algumas partes dos DNA's elaboradas sob a forma de versões provisórias:

- para o EC6 – Parte 1-1 – Regras gerais e regras para edifícios [42];
- para o EC8 – Parte 1-1 – Regras gerais – Acções sísmicas e requisitos gerais para as estruturas [67];
  - Parte 1-2 – Regras gerais – Regras gerais para edifícios [68];
  - Parte 1-3 – Regras gerais – Regras específicas para vários materiais e elementos [69].

Estes elementos irão ser referidos mais adiante como DNA's.

5.2 Análise do EC6 e EC8

5.2.1 Principais alterações introduzidas pelos DNA's

Na parte referente aos factores de segurança nas estruturas de edifícios, o DNA relativo ao EC6 [42] indica alterações ao documento base, preconizando os valores estipulados no Eurocódigo 1 [36].

Em relação aos factores de segurança parciais para os materiais, γ_M, o EC6 indica valores em função de três categorias de execução sem as caracterizar. Além disso os valores de γ_M para alvenaria sujeita a acção sísmica são considerados iguais aos preconizados para outras acções acidentais, o que não é coerente com outros eurocódigos. O DNA [42] considera preferível proceder de modo igual ao adoptado na execução das estruturas de betão armado, isto é, não fazer diferenciações na categoria de execução e impor um nível mínimo de responsabilização técnica na execução das estruturas de alvenaria, apresentando os factores de segurança parciais indicados no Quadro 5.1.

Quadro 5.1 – Factores de segurança para as propriedades dos materiais (γ_M) [42]

γ_M	**Estados limites últimos**	**Estabilidade sob acções de acidente**
Alvenaria e betão de enchimento	2,5	1,5
Amarração e resistência de ligadores	2,5	1,5
Aderência dos varões das armaduras	2,5	1,5
Aços das armaduras	1,15	1,0

A seguir indicam-se as maiores alterações propostas pelo DNA [67] ao EC8:

- considera o zonamento sísmico do território nacional definido no artº 28º do Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios (RSA) [58];
- preconiza o que está expresso no Anexo III do RSA [58] segundo o qual devem ser consideradas, no nosso país, duas acções sísmicas que representam:
  - um sismo de magnitude moderada a pequena distância focal (acção sísmica tipo 1);
  - um sismo de maior magnitude a uma maior distância focal (acção sísmica tipo 2);

- refere que no arquipélago dos Açores não é necessária a consideração da acção sísmica tipo 2;
- em relação aos valores da aceleração a_g a considerar, indica os constantes no Quadro 5.2;

Quadro 5.2 – Valores da aceleração máxima nominal [67]

	Valores da aceleração máxima nominal, a_g (m/s^2)	
Zona sísmica	**Acção sísmica tipo 1**	**Acção sísmica tipo 2**
A	2,7	1,6
B	1,9	1,1
C	1,3	0,8
D	0,8	0,5

- corrige os valores indicados pelo EC8 relativos aos parâmetros definidores dos espectros de resposta elásticos para os que se apresentam no Quadro 5.3.

Quadro 5.3 – Valores dos parâmetros definidores do espectro de resposta elástico [67]

Tipo de acção sísmica	**Classe de solo**	**S**	**β_0**	**k_1**	**k_2**	**T_B (s)**	**T_C (s)**	**T_D (s)**
1	A	1,0	2,6	1	2	0,08	0,30	2,4
	B	1,0	2,5	1	2	0,12	0,35	2,4
	C	1,0	2,4	1	2	0,16	0,40	2,4
2	A	1,0	2,4	1	2	0,20	0,70	3,0
	B	1,1	2,3	1	2	0,25	0,90	3,0
	C	1,2	2,2	1	2	0,30	1,10	3,0

em que:

- S é parâmetro do solo;
- β_0 é o factor de ampliação da aceleração espectral para 5% de coeficiente de amortecimento;

- k_1 e k_2 são os expoentes que influenciam a forma do espectro para um período de vibração maior que T_C e T_D, respectivamente;
- T_B e T_C são os limites do intervalo com a aceleração espectral constante;
- T_D é o valor que define o início do alcance do deslocamento constante do espectro;

- preconiza os seguintes valores mínimos para a ordenada do espectro de cálculo:

$$S_d(T) \geq 0{,}22\alpha \quad \text{para acções sísmicas do tipo 1} \quad (5.1)$$

$$S_d(T) \geq 0{,}36\alpha \quad \text{para acções sísmicas do tipo 2} \quad (5.2)$$

em que:

$S_d(T)$ é a ordenada do espectro de cálculo normalizada por g;

α é quociente entre o valor de cálculo da aceleração do solo, a_g, e a aceleração da gravidade, g, ($\alpha=a_g/g$).

5.2.2 Classificação das unidades para alvenaria segundo o EC6

O EC6 divide as unidades de alvenaria por grupos, tendo em vista a aplicação de fórmulas empíricas para o cálculo da resistência à compressão. Assim estabelece quatro grupos, como indica o Quadro 5.4:

- unidades do grupo 1;
- unidades do grupo 2a;
- unidades do grupo 2b;
- unidades do grupo 3.

Em relação a este Quadro, o DNA relativo ao EC6 [42] aponta uma alteração em relação às unidades do grupo 3: substitui o limite de 70% do volume de furação por 60% e define ainda uma espessura mínima para os septos exteriores de 10 mm. O DNA referente ao EC8 [69] confirma a substituição operada no outro DNA [42], não especificando no entanto aquela percentagem máxima de furação referida para as unidades do grupo 3.

Quadro 5.4 – Requisitos para a classificação de unidades de alvenaria [6]

	Grupo das unidades de alvenaria			
	1	**2a**	**2b**	**3**
Percentagem de furação (% do volume total) (1)	≤ 25	> 25-45 para unidades de cerâmica > 25-50 para unidades de betão	> 45-55 para unidades de argila > 50-60 para unidades de betão (2)	≤ 70
Percentagem de cada furo (% do volume total)	≤ 12,5	≤ 12,5 para unidades de cerâmica ≤ 25 para unidades de betão	≤ 12,5 para unidades de cerâmica ≤ 25 para unidades de betão	Limitado por área (ver em baixo)
Área de cada furo	Limitada por volume (ver em cima)	Limitada por volume (ver em cima)	Limitada por volume (ver em cima)	≤ 2800 mm^2 excepto para unidades com um único furo, onde o furo deve ser ≤ 18000 mm^2
Espessura equivalente (% da largura total) (3)	≥ 37,5	≥ 30,0	≥ 20	Não exigido

(1) A furação deve consistir em furos verticais através das unidades de alvenaria, depressões ou rebaixos.
(2) Se houver experiência nacional baseada em ensaios que confirmem que a segurança da alvenaria não é reduzida consideravelmente quando se verifica uma percentagem de furação elevada, os limites de 55% para unidades de cerâmica e 60% para unidades de betão podem ser aumentados.
(3) A espessura equivalente é a espessura dos septos longitudinais e transversais, medida horizontalmente perpendicularmente à face da parede.

Existe ainda outra classificação das unidades de alvenaria segundo o controle de fabrico. De acordo com o EC6, aquelas dividem-se nas categorias I e II. A categoria I abrange os fornecimentos que satisfazem a resistência à compressão especificada, e cujo fabricante efectua um controle de fabrico com garantia de que a resistência à compressão do fornecimento tem uma probabilidade de não atingir a resistência à compressão especificada não maior que 5%. À categoria II pertencem as unidades cujo valor médio da resistência à compressão do fornecimento está de acordo com a declaração do fabricante, mas que não cumprem as exigências adicionais da categoria I.

Contudo, a classificação das unidades segundo a categoria de controle de fabrico constitui uma matéria que não se encontra ainda resolvida nas normas dos produtos. Assim, e dadas as condições actualmente existentes na generalidade das fábricas nacionais, o DNA relativo ao EC6 [42], considera preferível adoptar um sistema em que a declaração do fabricante seja representativa da categoria de controle da generalidade dos produtos para alvenaria.

5.2.3 Tipos estruturais de alvenaria e disposições construtivas

5.2.3.1 Tipos estruturais de alvenaria [19]

Os sistemas estruturais das estruturas de alvenaria assentam num modelo tridimensional, em que as paredes como elementos verticais e os pavimentos como elementos horizontais funcionam em conjunto para resistir às acções.

De acordo com os materiais utilizados e com a configuração estrutural das paredes, o EC6 classifica os sistemas estruturais de alvenaria em:

- alvenaria simples (não armada);
- alvenaria armada;
- alvenaria pré-esforçada;
- alvenaria confinada.

A alvenaria simples é a solução tradicional de execução da alvenaria na qual as unidades e a argamassa são os materiais constituintes.

Nos países do Centro e Norte da Europa é a solução construtiva mais comum, dado que as preocupações são fundamentalmente as cargas verticais e a acção do vento. As unidades utilizadas apresentam elevadas resistências possibilitando a execução de edifícios de médio porte.

A alvenaria armada é uma solução construtiva que se baseia na incorporação de armaduras na alvenaria. As armaduras podem ser colocadas nas juntas de assentamento, nas unidades se estas apresentarem perfuração adequada, ou nas juntas entre panos duma parede de dois panos.

Trata-se de uma solução relativamente recente, usada em alguns países com risco sísmico como os EUA e a Itália, desenvolvida essencialmente para melhorar o comportamento da alvenaria a essa acção. Para permitir a incorporação das armaduras têm-se desenvolvido unidades de alvenaria e armaduras especiais.

Na alvenaria pré-esforçada são incorporadas armaduras pré-esforçadas, quase sempre verticais, com o objectivo de melhorar o comportamento à tracção e a resistência a acções laterais, concretamente impulsos ou vento.

Considera-se que a aplicação destes dois últimos tipos de solução não seja viável correntemente em Portugal, quer pela especificidade dos materiais e tecnologias, quer pelos custos naturalmente mais elevados do que outras soluções actualmente divulgadas.

A solução em alvenaria confinada caracteriza-se pela utilização de alvenaria simples confinada através de elementos em betão armado criteriosamente colocados e betonados após o levantamento da alvenaria. Constitui uma solução muito utilizada em países da América Central onde existem problemas sísmicos, nos quais os elementos de confinamento são adoptados essencialmente para melhorar a ductilidade das construções. No nosso país, apesar da reduzida expressão das estruturas de alvenaria é, actualmente, na prática a única solução construtiva adoptada pela sua simplicidade tecnológica e custo concorrencial. Sublinha-se que em geral o emprego desta solução não é sustentado por uma análise e um dimensionamento cuidados, no entanto as suas características de execução simples e pouca exigência técnica conferem-lhe grande interesse técnico-económico.

5.2.3.2 Disposições construtivas

a) Tipos de paredes de alvenaria

De acordo com o EC6 as alvenarias podem ser executadas com os tipos de parede que se indicam a seguir, embora alguns deles não sejam usuais na prática construtiva nacional:

- paredes simples, sem ou com junta longitudinal, fig. 5.1;
- paredes duplas, fig. 5.2;
- paredes de dois panos, fig. 5.3;
- paredes de face à vista, fig. 5.4;
- paredes de juntas descontínuas, fig. 5.5;
- paredes-cortina, fig. 5.6.

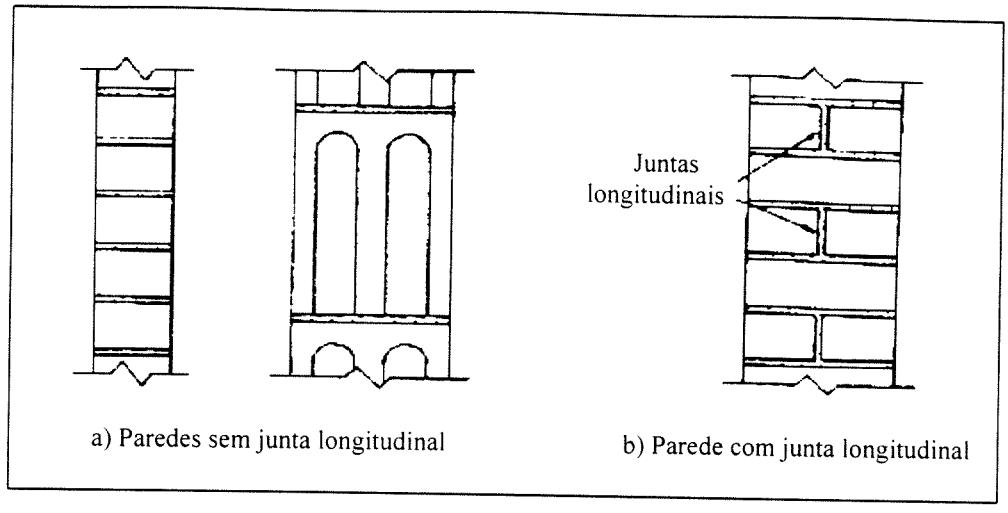


Fig. 5.1 – Paredes simples [6, 19]

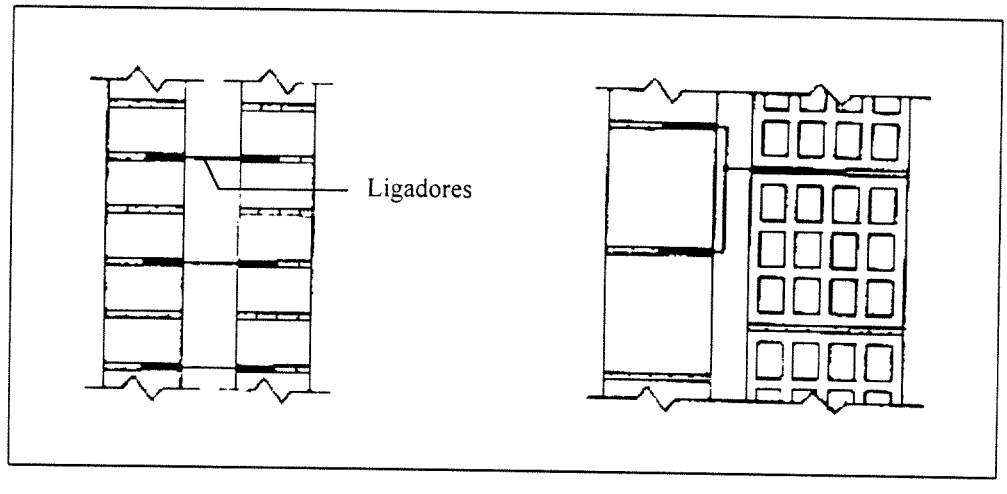


Fig. 5.2 – Paredes duplas [6, 19]

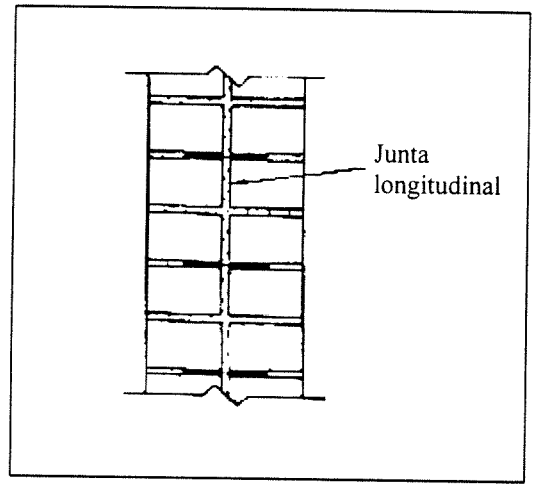


Fig. 5.3 – Parede de dois panos [6, 19]

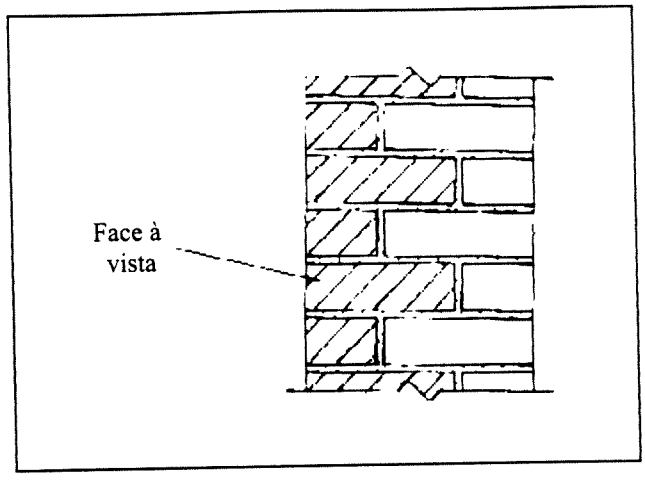


Fig. 5.4 – Parede de face à vista [6, 19]

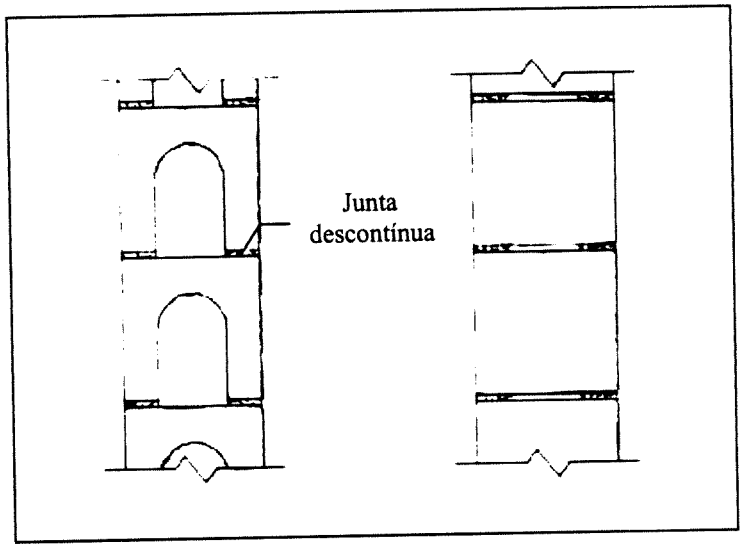


Fig. 5.5 – Paredes de juntas descontínuas [6, 19]

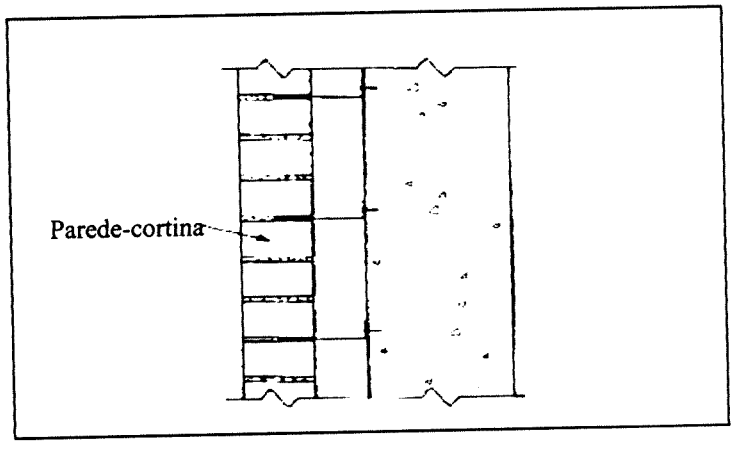


Fig. 5.6 – Parede-cortina [6, 19]

b) Espessura mínima das paredes

O EC6 define uma espessura mínima de 100 mm para as paredes, com excepção das paredes-cortina que podem ter espessuras mínimas de 70 mm. No entanto o DNA [42] refere que as paredes resistentes deverão ter uma espessura mínima de 150 mm. O próprio EC8 é muito mais severo neste aspecto, considerando as espessuras mínimas superiores para alvenaria em zonas sísmicas.

No entanto os DNA's [42, 67, 68, 69] indicam os mesmos valores para a espessura mínima das paredes em zonas sísmicas: 150 mm, embora o DNA relativo ao EC8 [69] especifique que esta espessura mínima é válida apenas para dois tipos de alvenaria: armada e confinada.

c) Área de secção transversal mínima e número de pisos permitido acima do solo

O EC8 fixa uma secção transversal mínima das paredes resistentes. Em relação ao número de pisos permitidos acima do solo impõe também algumas limitações. Nos Quadros 5.5 e 5.6 sintetizam-se as exigências do DNA relativo a este Eurocódigo [69].

Quadro 5.5 – Secção transversal mínima das paredes resistentes, expressa em percentagem da área do(s) piso(s) acima do nível considerado [69]

Zona sísmica	C e D	B	A
Edifícios de alvenaria confinada	2	3	4
Edifícios de alvenaria armada	2	3	4

Quadro 5.6 – Número de pisos permitido acima do solo [69]

Zona sísmica	C e D	B	A
Edifícios de alvenaria confinada	4	3	2
Edifícios de alvenaria armada	5	4	3

d) Aparelho da alvenaria

O aparelho da alvenaria é também referido no EC6, considerando entre outros os seguintes aspectos:

- na execução da alvenaria, as juntas de assentamento das unidades devem ser sempre preenchidas com argamassa. No caso de paredes de alvenaria simples, as juntas

verticais serão consideradas preenchidas se a argamassa ocupar no mínimo 40% da espessura da unidade;

- as unidades devem ser sobrepostas de forma alternada nas fiadas sucessivas, de modo a obter um funcionamento único por parte da parede como elemento estrutural;
- para um adequado aparelho, as unidades devem sobrepor no mínimo um comprimento igual a 40% da altura da unidade ou a 40 mm, o que for maior, como se representa na fig. 5.7.

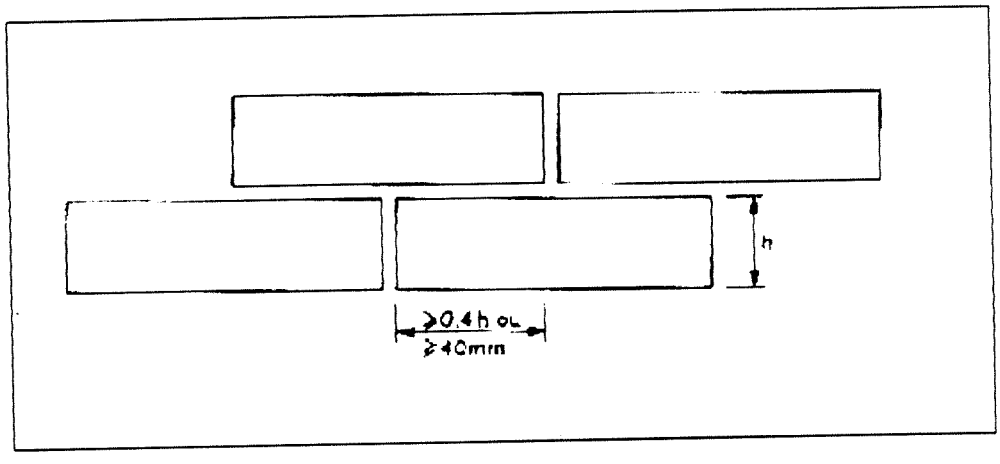


Fig. 5.7 – Sobreposição das unidades para alvenaria [6, 19]

O EC8, no que respeita à alvenaria em zonas sísmicas, considera ainda outras regras adicionais, das quais se destaca, relativamente à alvenaria confinada a exigência de que de modo a obter uma ligação efectiva entre os elementos de confinamento e a alvenaria, a betonagem dos elementos de confinamento deve ser executada após o levantamento das alvenarias.

Nas figs. 5.8 a 5.10 apresentam-se diferentes aparelhos de alvenaria utilizando unidades dos diferentes grupos de acordo com o EC6.

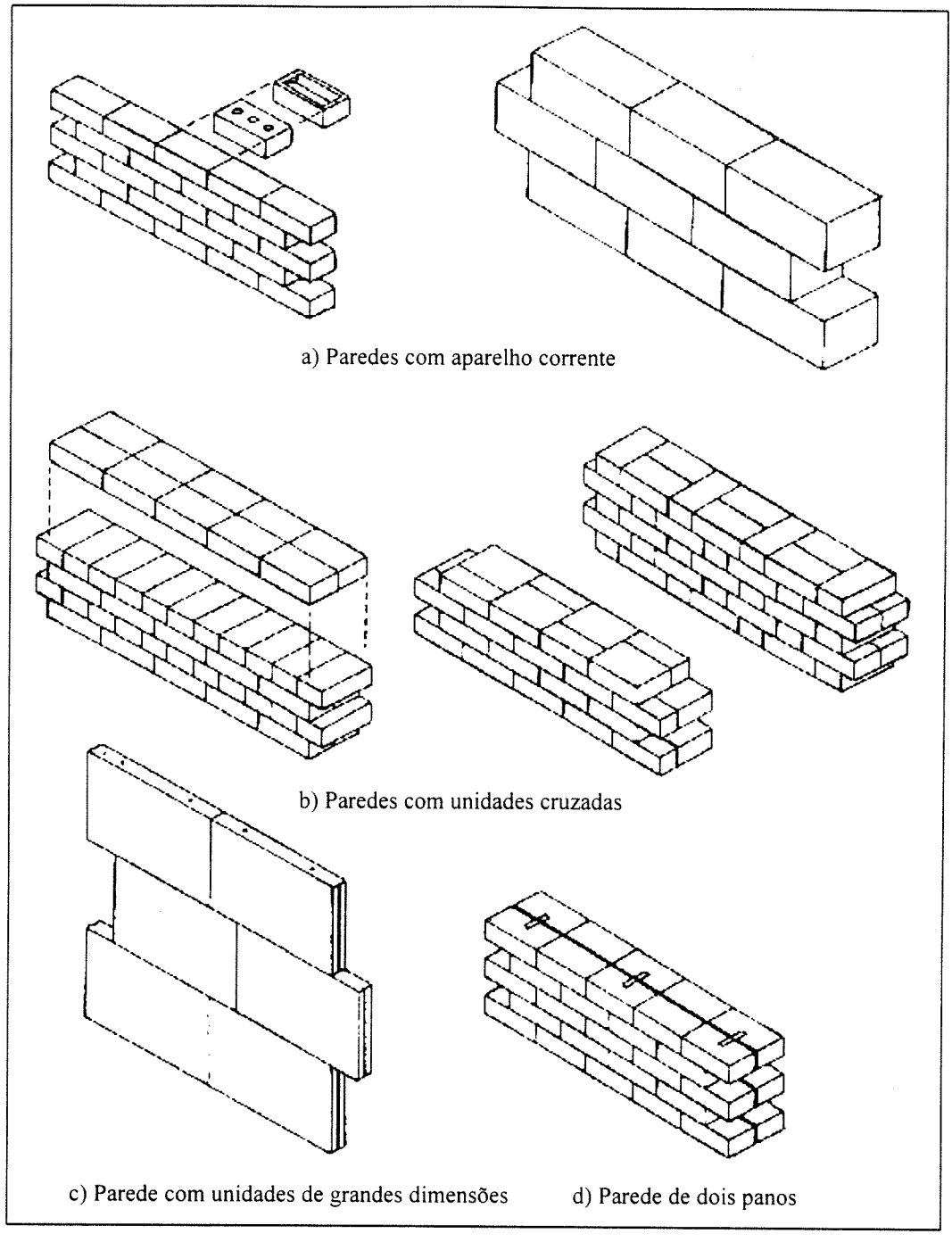
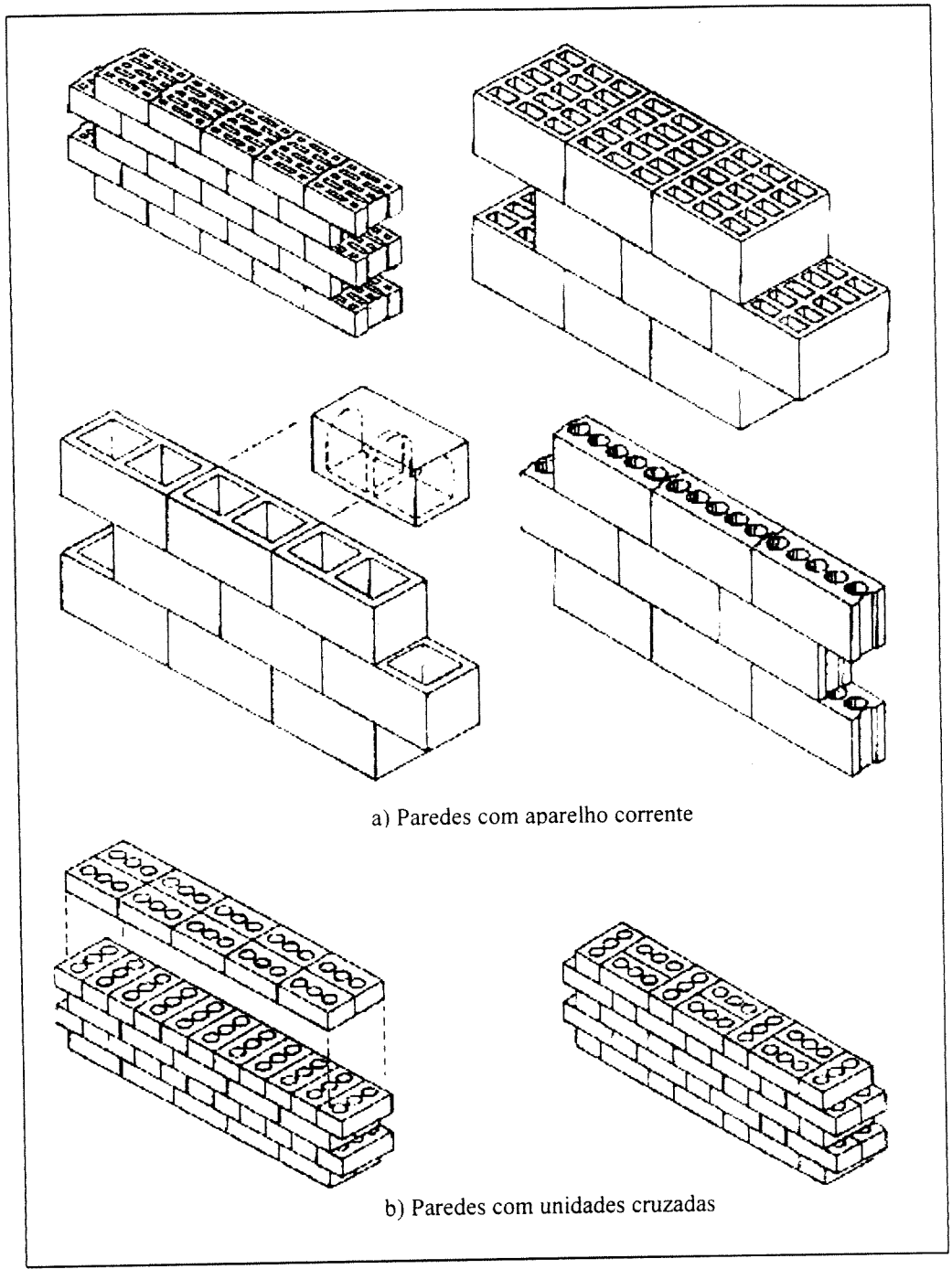


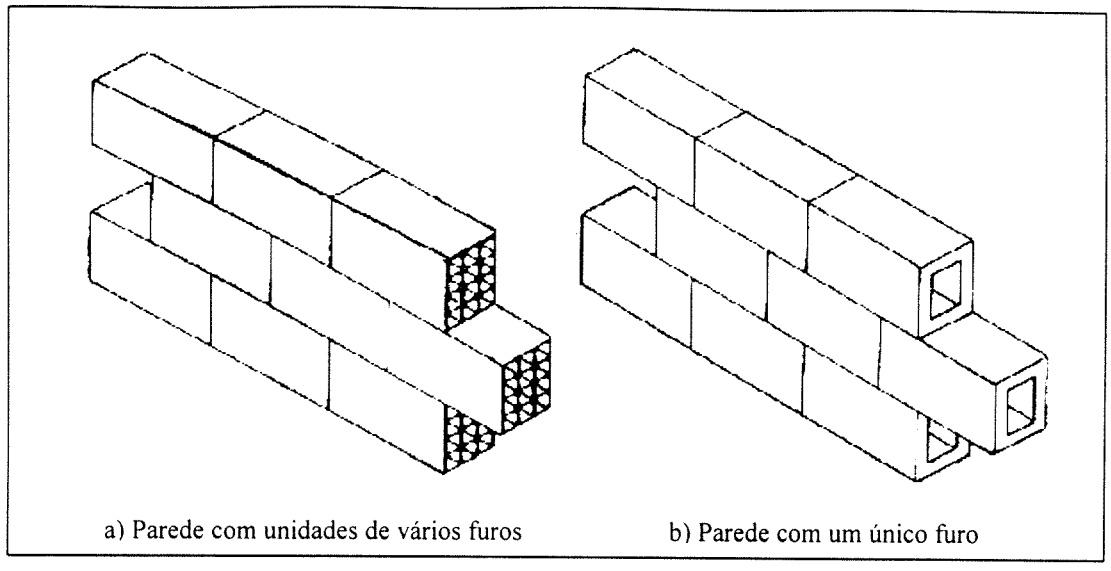
Fig. 5.8 – Aparelhos da alvenaria com unidades do grupo 1 [6, 19]



a) Paredes com aparelho corrente

b) Paredes com unidades cruzadas

Fig. 5.9 – Aparelhos da alvenaria com unidades dos grupos 2a e 2b [6, 19]



a) Parede com unidades de vários furos b) Parede com um único furo

Fig. 5.10 – Aparelhos da alvenaria com unidades do grupo 3 [6, 19]

e) Juntas de argamassa

Relativamente às juntas de argamassa, horizontais de assentamento, ou verticais, devem apresentar valores de espessura entre os seguinte limites:

- argamassas convencionais e argamassas leves, entre 8 e 15 mm;
- argamassas-cola entre 1 e 3 mm.

Além de indicar estes valores, o EC6 considera também que as juntas de assentamento devem ser, em princípio, horizontais.

O EC8 indica algumas disposições adicionais para as construções em zonas sísmicas:

- as juntas de assentamento devem ser sempre horizontais e ter uma espessura máxima de 15 mm;
- as juntas verticais em zonas de média e alta sismicidade ($a_g > 0{,}10g$) devem ser completamente preenchidas; assim como o DNA [69] indica que em Portugal não se consideram para este efeito zonas de baixa sismicidade, as juntas verticais terão de ser em todas as situações completamente preenchidas por argamassa.

f) Disposição das armaduras

No que diz respeito à disposição das armaduras, quando estas são consideradas no dimensionamento, como no caso da alvenaria armada, pré-esforçada ou confinada, deve garantir-se o funcionamento conjunto daquelas com as unidades.

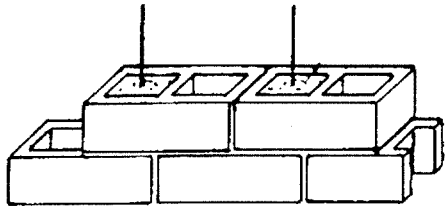
A seguir sintetizam-se nos Quadros 5.7, 5.8 e 5.9, as regras mais importantes consideradas nos EC6 e EC8 e também as alterações propostas pelos respectivos DNA's [42, 69]

BIBLIOTECA F.E. PORTO

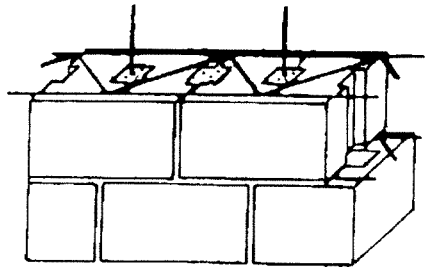
Quadro 5.7 – Disposições construtivas para as armaduras em alvenaria armada segundo o EC6 [6] e EC8 [32] e respectivas alterações preconizadas pelos DNA's [19, 42, 69]

EC	Disposições construtivas	Alterações introduzidas pelo DNA
6	No caso da armadura contribuir para a resistência da parede, a área da armadura principal deve ser no mínimo 0,10% da secção da parede, sendo esta o produto da espessura pela altura da parede.	_____
	O espaçamento dos varões da armadura não deve exceder 600 mm.	_____
	A armadura horizontal colocada para evitar a fendilhação, aumentar a ductilidade, ou resistir a acções laterais, deve ser pelo menos 0,03% da área bruta da secção do elemento e ter um espaçamento máximo de 600 mm.	A percentagem mínima da armadura horizontal deve ser 0,10% da secção da parede.
	A armadura de corte deve ser pelo menos 0,10% da secção transversal do elemento para poder ser considerada na quantificação do esforço de corte resistente e o espaçamento dos varões não pode exceder 0,75d (em que d é a altura útil da secção da parede) ou 300 mm, o que for menor.	A percentagem mínima da armadura de corte deverá ser 0,10% da secção da parede.
8	Os varões da armadura horizontal devem ser colocados nas juntas de assentamento ou em rasgos adequados nas unidades, não espaçados mais de 600 mm e ter uma percentagem mínima de 0,05%.	_____
	Devem existir dois tipos de armaduras verticais: armaduras concentradas com uma área mínima de 400 mm^2, cujo espaçamento não exceda 4,0 m e armaduras distribuídas com uma percentagem mínima de 0,05%.	_____
	Devem ser evitadas grandes quantidades de armadura horizontal nos casos em que isso possa levar a roturas por compressão das unidades antes da cedência das armaduras.	_____

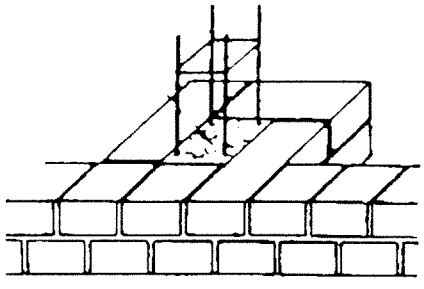
Na fig. 5.11 mostram-se várias soluções admitidas pelo EC6 para a disposição das armaduras em alvenaria armada.



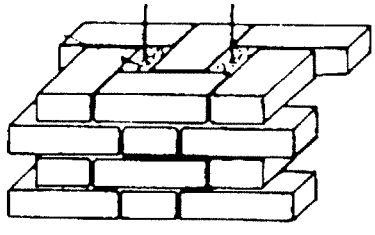
a) Armaduras verticais em unidades vazadas



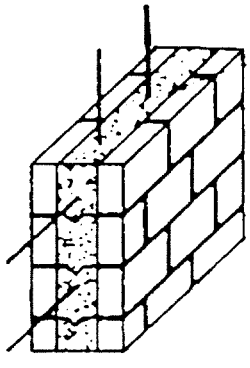
b) Armaduras verticais e de junta horizontal



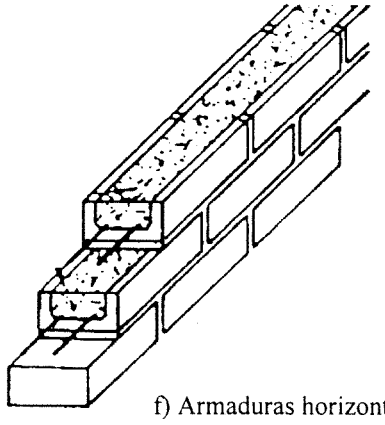
c) Armaduras em cavidades para confinamento vertical



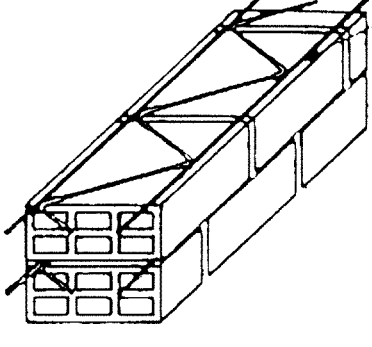
d) Armaduras verticais em cavidades realizadas com as unidades



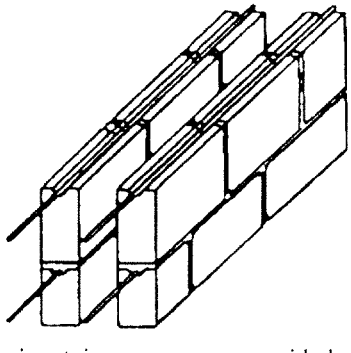
e) Armaduras na junta de paredes de dois panos



f) Armaduras horizontais em unidades tipo canal



g) Armaduras de junta horizontal



h) Armaduras horizontais em rasgos nas unidades

Fig. 5.11 – Disposição das armaduras na alvenaria armada [6, 19]

Quadro 5.8 – Disposições construtivas para as armaduras em alvenaria pré-esforçada segundo o EC6 [6] e EC8 [32]

EC	Disposições construtivas
6	As armaduras podem ou não ser aderentes.
	Devem ser tomadas medidas de protecção contra a corrosão no caso das armaduras serem colocadas em furos ou cavidades que são posteriormente preenchidos com betão, argamassa ou calda de cimento.
	Se as armaduras não forem aderentes, quando os furos ou as cavidades não são preenchidos, devem ser adoptados dispositivos de protecção que confiram uma durabilidade semelhante à das armaduras ordinárias, tendo em atenção que os furos de passagem das armaduras devem ser drenados.
8	Não prevê disposições complementares específicas.
Os DNA's [42, 69] não indicam alterações aos EC6 e EC8.	

A fig. 5.12 representa um exemplo duma solução de disposição das armaduras de pré-esforço.

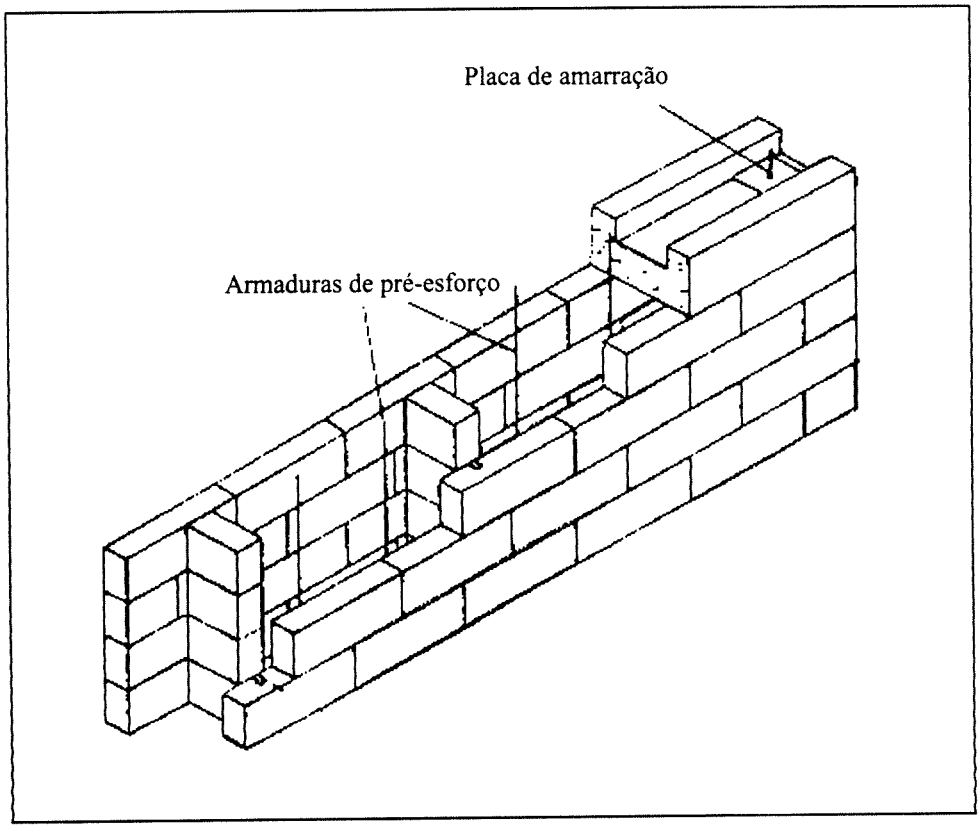


Fig. 5.12 – Disposição das armaduras de pré-esforço [6, 19]

Quadro 5.9 A – Disposições construtivas para as armaduras em alvenaria confinada, segundo o EC6 [6] e respectivas modificações introduzidas pelo DNA [42]

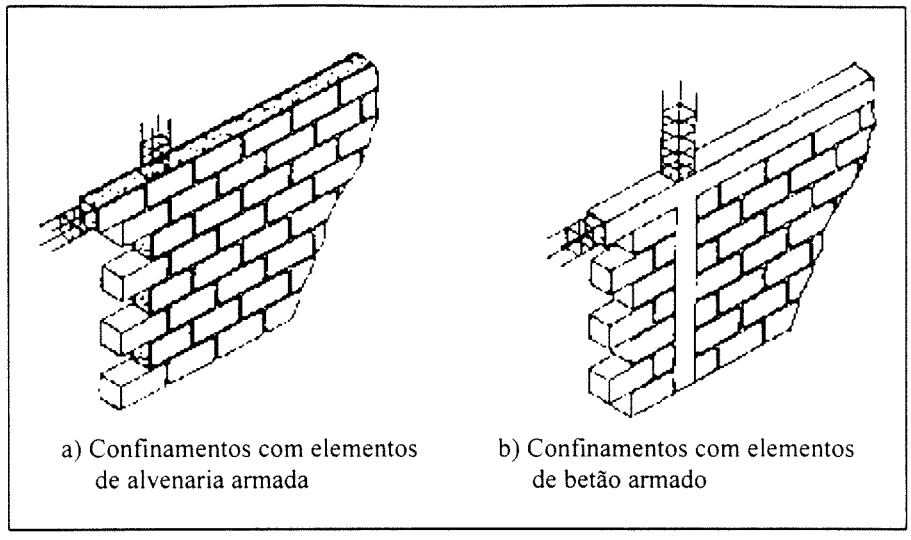
EC6	
Disposições construtivas	**Alterações indicadas pelo DNA**
A alvenaria confinada deve ser dimensionada, em situações sísmicas, de modo a ter em conta apenas a alvenaria. Não deve ser tida em conta a resistência do betão armado ou de elementos de alvenaria armada.	A ligação entre a alvenaria e o betão de enchimento dos elementos de confinamento deverá apresentar resistência suficiente para se poder garantir um funcionamento conjunto desses elementos.
As paredes deverão possuir elementos de confinamento em betão armado ou alvenaria armada: - colocados ao nível dos pisos e na intersecção das paredes; - no contorno de aberturas com área superior a 1,5 m^2; - ao longo das paredes de modo a garantir espaçamentos entre os elementos de confinamento não superiores a 4,0 m, como se mostra na fig. 5.13.	———
Os elementos de confinamentos deverão: - possuir uma secção transversal não inferior a 0,02 m^2, com uma dimensão mínima de 100 mm; - ter uma armadura mínima de 0,02t mm^2 (t é a espessura da parede), mas superior a 200 mm^2.	Os elementos de confinamento deverão: - possuir uma secção transversal não inferior a 0,03 m^2 nas zonas sísmicas A e B e a 0,02 m^2 nas zonas sísmicas C e D, com uma dimensão mínima de 120 mm nos horizontais e 150 mm nos verticais; - ser armados com uma armadura longitudinal com uma área mínima de 0,02t (em que t é a espessura da parede) e não inferior a 320 mm^2 nas zonas sísmicas A e B, e a 200 mm^2 nas zonas sísmicas C e D; - dispor de cintas de 6 mm de diâmetro afastadas no máximo 150 mm nas zonas sísmicas A e B, e 200 mm nas zonas sísmicas C e D.
Em casos de utilização de unidades do grupo 1 ou do grupo 2 devem ser colocados varões, no mínimo com 6 mm de diâmetro, cujo espaçamento não deverá exceder 600 mm, correctamente amarrados no betão de confinamento e nas juntas.	———
Na execução das paredes os elementos de confinamento deverão ser executados após a execução da alvenaria.	———

Quadro 5.9 B – Disposições construtivas para as armaduras e betão em alvenaria confinada segundo o EC8 [32] e respectivas modificações introduzidas pelo DNA [69]

EC8	
Disposições construtivas	**Alterações indicadas pelos DNA**
A geometria dos elementos de confinamento deverá ter secções não inferiores a 150 x 150 mm^2.	Os elementos de confinamento deverão ter uma secção transversal não inferior a 0,03 m^2 nas zonas sísmicas A e B e a 0,02 m^2 nas zonas C e D. Em paredes duplas os elementos de confinamento devem ter uma largura tal que assegure a ligação entre os dois panos de parede de alvenaria e o efectivo confinamento de ambos.
Os elementos de confinamento verticais deverão ser colocados em ambos os lados de aberturas superiores a 1,5 m^2, nas intersecções de paredes e, se necessário nas paredes, não espaçados mais do que 4,0 m.	Devem colocar-se elementos de confinamento verticais: - nos cunhais dos edifícios; - nos extremos dos troços de parede consideradas como resistentes; - num mesmo pano de parede, com espaçamento não superior a 4,0 m; - nas intersecções entre paredes resistentes em que os montantes decorrentes das condições anteriores se situem a uma distância superior a 1,5 m.
Os elementos de confinamento horizontais deverão ser colocados ao nível dos pisos e, se necessário nas paredes de modo que o seu espaçamento não ultrapasse os 4,0 m.	———
A armadura dos confinamentos deverá ser envolvida por cintas e ter uma área mínima de 240 mm^2. Nas emendas das armaduras a sobreposição mínima será de 60 diâmetros.	Os elementos de confinamento deverão ser armados com uma armadura longitudinal com uma área mínima de 0,02t (em que t é a espessura da parede) e não inferior a 320 mm^2 nas zonas sísmicas A e B e 200 mm^2 nas zonas B e C. No caso da utilização de blocos maciços deverão ser colocados varões com pelo menos 6 mm de diâmetro espaçados não mais de 600 mm, devidamente amarrados no betão de enchimento e nas juntas horizontais. Os elementos de confinamento deverão dispor de cintas de 6 mm de diâmetro afastadas no máximo de 100 mm nas zonas sísmicas A e B e de 150 mm nas zonas sísmicas C e D em aço na mesma classe da armadura longitudinal.
———	O betão de enchimento a utilizar não deverá ser de classe inferior a C16/20.

Destes Quadros salienta-se a divergência existente entre os dois DNA's no que se refere ao espaçamento das cintas nos elementos de confinamento, assim o DNA relativo ao EC6 [42] indica espaçamentos de 150 mm para as zonas sísmicas A e B e 200 mm para as zonas sísmicas C e D, enquanto outro DNA [69] indica espaçamentos de 100 mm e 150 mm para as mesmas zonas sísmicas.

Na fig. 5.13 mostram-se exemplos de armaduras em elementos de confinamento.



a) Confinamentos com elementos de alvenaria armada

b) Confinamentos com elementos de betão armado

Fig. 5.13 – Disposição dos elementos de confinamento [6, 19]

g) Outras disposições indicadas pelo EC8

O EC8 preconiza algumas disposições especiais que devem ser adoptadas em todos os tipos estruturais de alvenaria, quando se trata de construções em zonas sísmicas:

- os pavimentos e as paredes devem estar cintados através de ligadores em aço ou lintéis de betão armado, dispostos horizontalmente, de maneira que as forças induzidas na estrutura sejam transferidas dos pisos que funcionam como diafragmas rígidos horizontais, às paredes;
- os dispositivos de cintagem devem ser dispostos no plano das paredes, ao nível dos pavimentos e, em caso de necessidade nas próprias paredes, garantindo que o espaçamento não ultrapasse os 4,0 m, e que a área de aço não seja inferior a 200 mm^2;
- os pavimentos devem cumprir ainda as seguintes condições:
  - desde que assegurem a função de diafragma horizontal podem ser de qualquer tipo;
  - devem armar-se em duas direcções ortogonais e as armaduras amarradas nos lintéis perimetrais de cintagem;
  - as lâminas de betão complementar das lajes pré-fabricadas devem ter uma espessura mínima de 40 mm, armadas nas duas direcções.

5.2.4 Resistência à compressão

5.2.4.1 Resistência à compressão das unidades de alvenaria

O EC6 preconiza que a resistência à compressão das unidades para alvenaria a ser usada nos cálculos deverá ser a resistência normalizada à compressão, f_b. No entanto, o referido Eurocódigo não apresenta qualquer classificação das unidades de alvenaria em função da respectiva resistência à compressão, talvez por este importante parâmetro ser muito variável de país para país.

Em Portugal o DNA relativo ao EC6 [42] indica uma classificação para a resistência à compressão das unidades de alvenaria mais utilizadas no nosso país, como se pode ver no Quadro 5.10.

Quadro 5.10 – Classes de resistência à compressão para as unidades de alvenaria preconizadas pelo DNA [42]

Designações	**U4**	**U5**	**U7**	**U10**	**U15**
f_b (N/mm^2)	4,0	5,0	7,0	10,0	15,0

5.2.4.2 Resistência à compressão das argamassas

A norma EN1015-11 é indicada pelo EC6 para a determinação da resistência à compressão das argamassas.

De acordo com o EC6, as argamassas convencionais não devem ter uma resistência inferior a M1 quando não existirem armaduras e a M5 no caso de haverem armaduras ordinárias ou de pré-esforço; as argamassas-cola devem ter uma resistência mínima à compressão M5.

Além destas exigências, o EC8 preconiza ainda algumas disposições complementares para as estruturas de alvenaria em zonas sísmicas: as argamassas deverão ser pelo menos M5 no caso de alvenaria simples e no mínimo M10 quando se trate de alvenaria armada.

Apesar de indicar o modo de classificação das argamassas tendo em atenção a respectiva resistência à compressão, o EC6 não a estabelece. De acordo com o DNA nacional [42] preconizam-se duas classes de resistência à compressão, como mostra o Quadro 5.11.

Quadro 5.11 – Classes de resistência para as argamassas [42]

Designações	**M5**	**M10**
f_m **(N/mm²)**	5,0	10,0

5.2.4.3 Resistência à compressão da alvenaria [19]

A determinação da resistência à compressão da alvenaria pode fazer-se através de ensaios ou através de relações empíricas. Neste último caso, o EC6 preconiza expressões do tipo:

$$f = K\, f_b^{\alpha}\, f_m^{\beta} \qquad (5.3)$$

em que:

f é a resistência à compressão da alvenaria;

K é o coeficiente que depende dos tipos de unidades e de argamassa e do tipo de parede (o EC6 indica valores entre 0,40 e 0,80);

f_b é a resistência à compressão das unidades;

f_m é a resistência à compressão da argamassa;

α e β são expoentes (para α são indicados valores entre 0,55 e 0,75 e para β valores entre 0,25 e 0,30).

A fórmula 5.3 desdobra-se em duas conforme o tipo de argamassa:

- argamassa convencional e argamassa-cola

$$f_k = K\, f_b^{0,65}\, f_m^{0,25} \qquad (5.4)$$

- argamassa leve

$$f_k = K\, f_b^{0,65} \qquad (5.5)$$

A avaliação da resistência à compressão das alvenarias a partir da utilização destas expressões tem gerado alguma controvérsia. Com efeito estas expressões resultaram de correlações a partir de ensaios realizados sobretudo na Alemanha. Alguns países têm procurado mostrar que estas expressões conduzem a discrepâncias quando aplicadas às suas unidades nacionais. Em Portugal há pouca informação relativamente a este assunto, mas os poucos ensaios realizados parecem apontar para resultados correntes obtidos por aplicação destas expressões.

Estas fórmulas para serem homogéneas, requerem para a constante K as seguintes unidades:

- $(N/mm^2)^{0,1}$, no caso de argamassa convencional ou argamassa-cola;
- $(N/mm^2)^{0,35}$, no caso de argamassa leve.

Uma outra questão pertinente é o facto das expressões relacionarem valores característicos da resistência da alvenaria com valores médios das resistências das unidades e das argamassas.

No nosso país o DNA [42] preconiza valores tabelados para a resistência à compressão das alvenarias. Estas tabelas classificam as alvenarias segundo o grupo e a classe de resistência à compressão das unidades e a classe de resistência à compressão das argamassas, como está indicado nos Quadros 5.12 a 5.15.

Quadro 5.12 – Classes de resistência à compressão da alvenaria, f_k [N/mm^2], executada com unidades dos grupo 1 (tijolos cerâmicos maciços) [42]

	Unidades do grupo 1 – Tijolos cerâmicos maciços				
Argamassa	**U4**	**U5**	**U7**	**U10**	**U15**
M5	2,2	2,6	3,2	4,0	5,2
M10	_____	3,0	3,8	4,8	6,2
Nota – Para alvenaria sem junta longitudinal e argamassa convencional					

Quadro 5.13 – Classes de resistência à compressão da alvenaria, f_k [N/mm^2], executada com unidades do grupo 1 (blocos de betão celular autoclavado) e argamassa-cola [42]

	Unidades do grupo 1 – Blocos de betão celular autoclavado		
Argamassa	**U4**	**U5**	**U7**
M5/M10	2,6	3,1	4,2

Quadro 5.14 – Classes de resistência à compressão da alvenaria, f_k [N/mm^2], executada com unidades do grupo 2a (blocos de betão furados verticalmente) e argamassa convencional [42]

	Unidades do grupo 2a – Blocos de betão furados verticalmente			
Argamassa	**U4**	**U5**	**U7**	**U10**
M5	2,0	2,3	2,9	3,7
M10	_____	2,8	3,5	4,4

Quadro 5.15 – Classes de resistência à compressão de alvenaria, f_k [N/mm^2], executada com unidades do grupo 3 (tijolos cerâmicos furados horizontalmente) e argamassa convencional [42]

	Unidades do grupo 3 – Tijolos cerâmicos furados horizontalmente			
Argamassa	**U4**	**U5**	**U7**	**U10**
M5	1,5	1,7	2,1	2,7
M10	_____	2,0	2,5	3,2

5.2.5 Resistência ao corte

De acordo com o EC6 a resistência ao corte da alvenaria, f_{vk}, obtem-se através da soma da resistência ao corte inicial (resistência ao corte sob compressão nula) da alvenaria, f_{vok}, com o valor de cálculo das tensões de compressão aplicadas, σ_d.

No caso de todas as juntas estarem preenchidas, f_{vk} é obtido por uma das seguintes expressões:

$$f_{vk} = f_{vok} + 0{,}4\sigma_d \qquad (5.6)$$

ou

$$f_{vk} = 0{,}0065\, f_b \ (\, f_{vk} \geq f_{vok}) \qquad (5.7)$$

a que for menor, e cujos símbolos têm o seguinte significado:

f_{vok} é o valor característico da resistência ao corte inicial da alvenaria determinado de acordo normas europeias ou dado pelo Quadro 5.16;

σ_d é o valor de cálculo da tensão de compressão perpendicular ao esforço de corte;

f_b é a resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria na direcção perpendicular às juntas.

Quadro 5.16 – Valores de f_{vok} e valores limite de f_{vk} considerando argamassa convencional [6, 19]

Unidade	Argamassa	f_{vok} (N/mm^2)	Limite f_{vk} (N/mm^2)
Grupo 1 (cerâmicos)	M10 a M20	0,3	1,7
	M2,5 a M9	0,2	1,5
	M1 a M2	0,1	1,2
Grupo 1 (todas as unidades excepto cerâmicos ou pedra natural)	M10 a M20	0,2	1,7
	M2,5 a M9	0,15	1,5
	M1 a M2	0,1	1,2
Grupo 1 (pedra natural)	M2,5 a M9	0,15	1,0
	M1 a M2	0,1	1,0
Grupo 2a (cerâmicos)	M10 a M20	0,3	1,4
	M2,5 a M9	0,2	1,2
	M1 a M2	0,1	1,0
Grupo 2a, Grupo 2b (todas as unidades excepto cerâmicos) e Grupo 2 b (cerâmicos)	M10 a M20	0,2	1,4
	M2,5 a M9	0,15	1,2
	M1 a M2	0,1	1,0
Grupo 3 (cerâmicos)	M10 a M20	0,3	Sem limites para além dos das equações
	M2,5 a M9	0,2	
	M1 a M2	0,1	

Como se vê neste quadro, o EC6 limita os valores de f_{vk}.

Tratando-se de argamassas leves, os limites são também os indicados no Quadro 5.16, assumindo que a argamassa é M5.

No caso de argamassas-cola usadas com blocos de betão celular autoclavado, blocos sílico-calcários ou blocos de betão, os limites são os indicados no Quadro 5.16 para tijolos cerâmicos do mesmo grupo e argamassas M10 a M20.

Os valores apresentados para a alvenaria de tijolos cerâmicos nacionais são conservativos, mas já são mais adequados para a alvenaria de blocos de betão, isto com base num estudo efectuado no LNEC [71], no qual foram obtidos com argamassas M6, resistências ao corte médias de 0,6 N/mm^2 para os tijolos e de 0,2 N/mm^2 para os blocos de betão (grupo 2b).

Quando as juntas verticais não são preenchidas, o EC6 apresenta as seguintes expressões de cálculo para f_{vk}:

$$f_{vk} = 0{,}5\, f_{vok} + 0{,}4\sigma_d \qquad (5.8)$$

ou

$$f_{vk} = 0{,}045\ f_b \quad (f_{vk} \geq f_{vok}) \qquad (5.9)$$

o que for menor.

Relativamente a limites, o EC6 considera os valores do Quadro 5.16 multiplicados por 0,7.

O EC6 considera também que no caso de estruturas sujeitas a acções sísmicas a resistência ao corte é também obtida pelas expressões anteriores, mas os valores limite são multiplicados por 0,7.

5.2.6 Resistência à flexão lateral da alvenaria [19]

A resistência à flexão da alvenaria está intimamente relacionada com a sua resistência à tracção, que por sua vez depende da aderência entre as unidades e a argamassa.

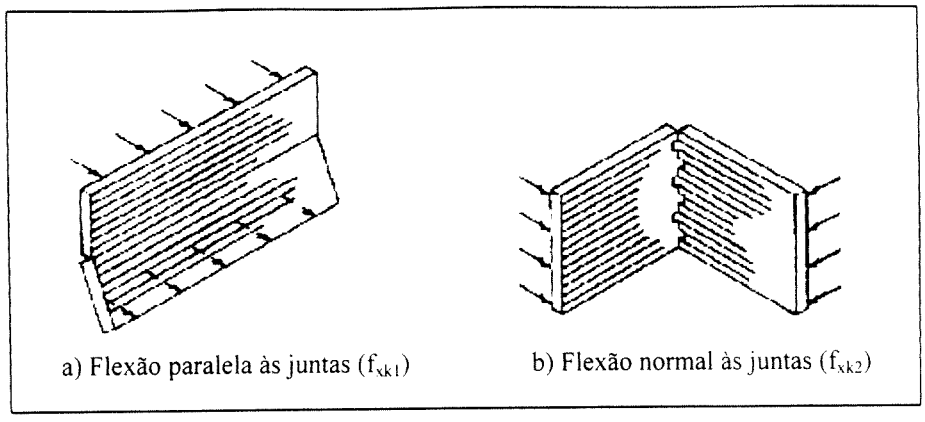
Ao abordarmos a resistência lateral da alvenaria, esta tem de ser analisada segundo dois planos perpendiculares: flexão no plano paralelo às juntas de assentamento, e flexão no plano perpendicular a essas juntas. Normalmente a resistência à flexão neste segundo plano é superior.

A resistência característica à flexão lateral da alvenaria é, segundo o EC6, determinada a partir de dois modos: através de ensaios ou por intermédio de uma correlação entre a resistência à flexão da alvenaria e as resistências das unidades e da argamassa.

Os ensaios podem ser de dois tipos:

- em provetes de alvenaria com o plano de rotura paralelo às juntas de assentamento, f_{xk1}, fig. 5.14;
- em provetes de alvenaria com o plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento, fig. 5.14;

Segundo o EC6, f_{xk1} deve ser apenas considerada no dimensionamento de paredes submetidas a acções normais à face da parede, como por exemplo o vento, sendo desprezada no caso de acções que ponham em causa a estabilidade global da estrutura, ou da acção sísmica.



a) Flexão paralela às juntas (f_{xk1}) b) Flexão normal às juntas (f_{xk2})

Fig. 5.14 – Resistência à flexão lateral da alvenaria [6, 19]

O EC6 indica ainda uma classificação para as alvenarias de acordo com a sua resistência à flexão lateral. Esta consiste duma letra F seguida das resistências f_{xk1} e f_{xk2}, em N/mm^2, como por exemplo F 0,35/1,00.

Relativamente a esta matéria não existe nenhuma informação disponível no DNA [42], o que obriga à consulta de bibliografia estrangeira nem sempre adequada aos nossos materiais de construção.

5.2.7 Propriedades de deformação da alvenaria [19]

As relações tensões-deformações da alvenaria à compressão constituem uma das suas propriedades mais importantes. O diagrama de tensões-deformações considerado no EC6 é o que se indica na fig. 5.15.

O módulo de elasticidade (E) considerado deve corresponder ao módulo secante a 1/3 da tensão máxima, determinado através de ensaios.

Na ausência de ensaios e para efeitos de cálculo ao estado limite último, o EC6 refere que pode ser considerado o valor de E igual a 650 f_k para alvenarias de blocos sílico-cálcarios e de de betão celular autoclavado, e de 1000 f_k para as alvenarias executadas com os restantes tipos de unidades. Para os estados limites de utilização estes valores devem ser multiplicados por 0,6.

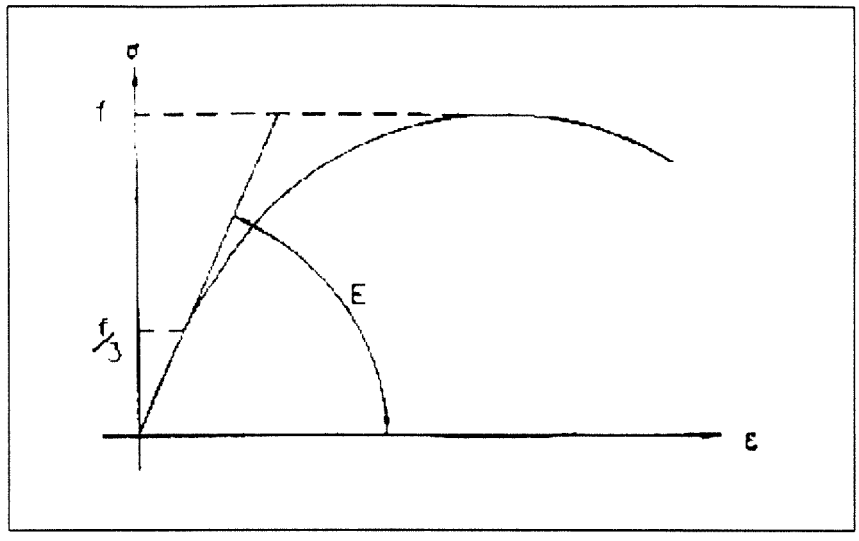


Fig. 5.15 – Diagrama de tensões-deformações da alvenaria [6, 19]

Ainda de acordo com o EC6 o módulo de elasticidade a longo prazo é baseado no módulo de elasticidade a curto prazo, dividindo-o por um coeficiente de fluência igual a 1,0 para os tijolos cerâmicos e a pedra natural; 1,5 para os blocos sílico-calcários, de betão ou de betão celular autoclavado e 2,0 para os blocos de betão leve.

Finalmente o EC6 propõe para o valor do módulo de distorção (G), quando não houver determinação mais precisa, 40% do valor de E.

5.2.8. Aderência das armaduras [19]

A eficiência das armaduras nas paredes de alvenaria depende das condições de aderência e amarração. Esta importância aumenta no caso de estruturas sujeitas a acções sísmicas, uma vez que com os ciclos de carga alternados, as condições de aderência e de amarração das armaduras vão-se degradando, o que origina muitas vezes um aproveitamento incompleto da sua resistência.

No que diz respeito à quantificação das tensões de rotura da aderência das armaduras ordinárias, o EC6 apresenta regras específicas para a sua quantificação, dependendo das armaduras estarem integradas em peças de betão que confinam a alvenaria – Quadro 5.17, ou estarem apenas embebidas em argamassa ou integrados em secções de betão insuficientes para constituírem de confinamento – Quadro 5.18.

Quadro 5.17 – Valores característicos das tensões de rotura da aderência, f_{bok}, de armaduras confinadas [6, 19]

	Classes de betão			
Tensões de rotura da aderência f_{bok} (N/mm^2)	**C12/C15**	**C16/C20**	**C20/C25**	**C25/30 ou superior**
Varões lisos	1,3	1,5	1,6	1,8
Varões alta aderência ou inoxidáveis	2,4	3,0	3,4	4,1
Nota – As armaduras confinadas são aquelas que estão amarradas em secções de betão de dimensões iguais ou superiores a 150 mm, ou em que o betão envolvente das armaduras é confinado por elementos de alvenaria.				

Quadro 5.18 – Valores característicos das tensões de rotura da aderência, f_{bok}, de armaduras não confinadas [6, 19]

	Classes de argamassa			
	M5-M9	**M10-M14**	**M15-M19**	**M20**
Tensões de rotura da aderência f_{bok} (N/mm^2)	**Classes de betão**			
	C12/15	**C16/20**	**C20/25**	**C25/30 ou superior**
Varões lisos	0,7	1,2	1,4	1,5
Varões alta aderência ou inoxidáveis	1,0	1,5	2,0	2,5
Nota – Consideram-se armaduras não confinadas quando as secções do betão de enchimento são inferiores a 150 mm ou o betão de enchimento não é confinado por unidades de alvenaria ou ainda quando estão embebidas em argamassa.				

5.2.9 Comportamento das estruturas de alvenaria

5.2.9.1 Estruturas de alvenaria simples

a) Resistência à compressão

A resistência à compressão de uma parede de alvenaria depende da excentricidade da carga e da esbelteza da parede.

O modelo de cálculo adoptado pelo EC6 para paredes de alvenaria simples baseia-se na geometria da parede, tendo em consideração o efeito das excentricidades das cargas aplicadas e as propriedades dos materiais utilizados na alvenaria. O referido modelo admite ainda as hipóteses que se enumeram a seguir:

- as secções permanecem planas;

- a resistência à tracção da alvenaria na direcção perpendicular às juntas de assentamento é nula;
- as relações tensões-deformações preconizadas têm a configuração geral aplicada a elementos de alvenaria simples;

Além disso, considera ainda os seguintes factores:

- o efeito das cargas a longo prazo;
- os efeitos de segunda ordem;
- as excentricidades calculadas a partir da geometria das paredes, a interacção com os pavimentos e a rigidez das paredes;
- as excentricidades resultantes dos desvios de construção e de variações nas propriedades dos componentes individuais.

O valor de cálculo do esforço normal resistente duma parede de alvenaria simples por unidade de comprimento, N_{Rd}, é de acordo com o EC6 dado por:

$$N_{Rd} = \frac{\Phi_{i,m} \cdot t \cdot f_k}{\gamma_M} \qquad (5.10)$$

em que:

$\Phi_{i,m}$ é o factor de redução de capacidade resistente que tem em consideração os efeitos da esbelteza da parede e da excentricidade da carga (Φ_i no topo ou na base da parede e Φ_m no quinto central da parede);

f_k é o valor característico da resistência à compressão da alvenaria;

γ_M é o coeficiente de segurança parcial da alvenaria;

t é a espessura da parede.

O EC6 considera que no caso de paredes duplas a capacidade resistente pode ser calculada como a soma das capacidades resistentes das duas paredes consideradas isoladamente, exigindo para tal que as paredes estejam ligadas e os módulos de elasticidade das duas paredes sejam idênticos.

Dada a extensão do EC6 e a dificuldade de aplicação a situações simples e correntes, foi divulgada recentemente a Parte 3 do mesmo documento, que apresenta métodos simplificados [43].

Neste documento, genericamente aplicável a edifícios até 3 pisos acima do solo, preconiza-se, em alternativa ao factor de redução $\Phi_{i,m}$ utilizado na expressão 5.10, o seguinte factor Φ:

$$\Phi = 0,85 - 0,0011 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2 \qquad (5.11)$$

em que:

h_{ef} é a altura efectiva da parede;

t_{ef} é a espessura efectiva da parede;

Φ é o factor de redução de capacidade que incorpora o efeito de varejamento, a excentricidade acidental, a excentricidade devida às cargas e ao efeito de fluência.

A altura efectiva de uma parede depende além da relação entre a sua rigidez e a dos elementos da estrutura a que está ligada, também da eficiência das suas ligações. O valor da altura efectiva da parede é obtido, segundo o EC6 pela expressão seguinte:

$$h_{ef} = \rho_n h \qquad (5.12)$$

em que:

h é a altura do piso;

ρ_n é o factor de redução, em que n = 2, 3, ou 4, dependendo do número e condições de apoio dos bordos da parede.

A espessura efectiva duma parede simples é, segundo o Eurocódigo indicado, a sua espessura, t. Para paredes duplas cujas espessuras sejam t_1 e t_2, ligadas através de ligadores, a espessura efectiva é dada pela expressão:

$$t_{ef} = \sqrt[3]{t^3_1 + t^3_2} \qquad (5.13)$$

De acordo com o EC6 o coeficiente de esbelteza duma parede de alvenaria simples h_{ef}/t_{ef}, não pode ser superior a 27, valor muito superior aos indicados pelo EC8 em zona sísmica:

- $h_{ef}/t \leq 9$, no caso de unidades de pedra natural;
- $h_{ef}/t \leq 12$, no caso de unidades artificiais em zonas de média ou alta sismicidade ($a_g \leq 10g$);
- $h_{ef}/t \leq 15$, no caso de unidades artificiais em zonas de fraca sismicidade ($a_g \leq 10g$);

Considerando a altura efectiva da parede, h_{ef}, como a altura total da parede e t a espessura total da parede.

Os DNA's nacionais [42, 67, 68, 69] são também mais exigentes que o EC6 e indicam 20 e 15 respectivamente como valores máximos para este coeficiente, especificando, no segundo caso, que o valor se aplica a alvenaria armada e confinada.

b) Resistência ao corte

Segundo o EC6, o valor de cálculo do esforço de corte resistente duma parede de alvenaria simples, V_{Rd}, é obtido pela equação:

$$V_{Rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M} \qquad (5.14)$$

em que:

f_{vk} é o valor característico da resistência ao corte da parede, tendo em atenção a contribuição da carga vertical resistida pela parte comprimida da parede e negligenciando a parte da parede que se encontre à tracção;

t é a espessura da parede;

l_c é o comprimento da parte comprimida da parede;

γ_M é o coeficiente de segurança parcial da parede.

No entanto as regras simplificadas do EC6 [43] apresenta outras expressões para o cálculo da capacidade resistente da alvenaria ao corte:

No caso de todas as juntas verticais da alvenaria serem preenchidas com argamassa

$$V_{Rd} = \frac{1}{\gamma_M} \cdot \left(t \cdot l \cdot f_{vk0} + 0{,}4 \cdot N_{Sd} \right) \qquad (5.15)$$

cujo resultado não pode ser maior que:

$$\frac{1}{\gamma_M} \cdot t \cdot l_c \cdot 0{,}065 \cdot f_b \qquad (5.16)$$

nem menor que:

$$\frac{1}{\gamma_M} \cdot t \cdot l_c \cdot f_{vk0} \qquad (5.17)$$

Se pelo contrário as juntas verticais da alvenaria não forem preenchidas com argamassa, então:

$$V_{Rd} = \frac{1}{\gamma_M} \cdot (0,5 \cdot t \cdot l_c \cdot f_{vk0} + 0,4 \cdot N_{Sd}) \qquad (5.18)$$

cujo resultado não poderá ser maior que:

$$\frac{1}{\gamma_M} \cdot t \cdot l_c \cdot 0,045 \cdot f_b \qquad (5.19)$$

nem menor que o resultado obtido utilizando (5.17).

c) Ductilidade sob acções cíclicas alternadas [19]

Quando sujeitas a acções cíclicas alternadas, as paredes de alvenaria simples denotam um comportamento frágil, com pouca capacidade de dissipação de energia, sobretudo quando se encontram sob tensões de compressão elevadas. No entanto, se usadas unidades e argamassa de qualidade pode observar-se alguma ductilidade.

Sob a ocorrência de um sismo é preferível que surjam fendas ao longo das juntas de assentamento da alvenaria do que do nas próprias unidades, fig. 5.16.

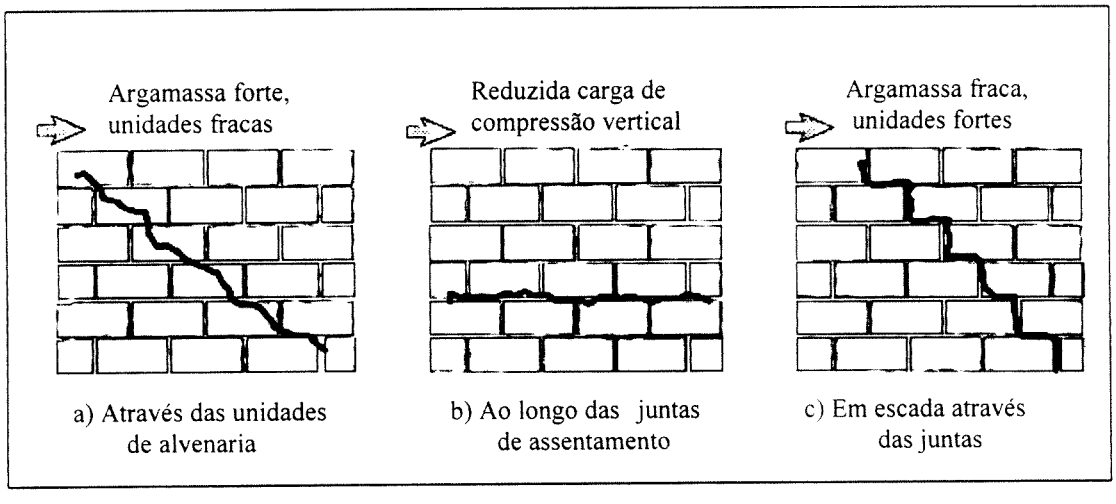


Fig. 5.16 – Três modos possíveis de rotura por corte para alvenaria simples [76]

Deste modo a utilização de unidades de maior resistência, maciças ou perfuradas, assentes com argamassa pouco resistente conduz a um melhor desempenho mecânico do que o uso de unidades vazadas com septos descontínuos na direcção das forças de corte, assentes com argamassa muito resistente.

5.2.9.2 Estruturas de alvenaria confinada [19]

As paredes de alvenaria confinada sob acções horizontais apresentam um comportamento muito diferente do de um pórtico preenchido com alvenaria. No caso da alvenaria confinada a deformação dá-se por flexão e corte, enquanto a alvenaria de enchimento se deforma apenas por corte dentro dum pórtico que tenta deformar-se por flexão. Deste modo, em edifícios de médio porte, os elementos de confinamento das extremidades devem ser correctamente amarrados para resistir aos momentos flectores que actuam nas paredes.

Também neste caso o EC6 não apresenta um verdadeiro modelo de cálculo para as paredes de alvenaria confinada, apenas indica regras gerais para o dimensionamento dos elementos à flexão com esforço normal e ao corte.

Assim baseia-se em princípios semelhantes aos indicados para os elementos de alvenaria simples e de alvenaria armada, conforme os casos, tanto para verificação de segurança para o estado limite último, como para o estado limite de utilização. Por exemplo:

- na verificação da segurança da alvenaria confinada sujeita à flexão simples ou composta com compressão, o EC6 considera correcto adoptar as hipóteses indicadas para a alvenaria armada; a distribuição de tensões de compressão nas zonas comprimidas deve, no entanto, basear-se apenas na resistência da alvenaria, devendo a armadura de compressão ser ignorada;
- na verificação da segurança dos elementos de alvenaria confinada ao corte, o mesmo Eurocódigo preconiza que devem ter o tratamento indicado para elementos de alvenaria simples, desprezando sempre as armaduras.

O EC6 considera ainda que sob a acção dos sismos, os elementos de alvenaria confinada devem ser dimensionados como se de alvenaria simples se tratasse.

De acordo com o EC8 e com o DNA [69], sob a acção dos sismos, as estruturas em alvenaria confinada apresentam um coeficiente de comportamento igual a 2,0.

Uma vez que no que respeita a estruturas de alvenaria esta é provavelmente a solução construtiva com maior interesse para o país, justifica-se o seu estudo mais aprofundado, de modo a dispor-se de modelos de comportamento mais completos e avançados relativamente aos Eurocódigos.

5.2.10 Melhoramentos aos Eurocódigos

5.2.10.1 EC6

O EC6, como norma europeia que visa reunir num único documento as regras construtivas, em termos de estruturas em alvenaria resistente, a aplicar em vários países, apresenta desde logo o inconveniente de partir de realidades construtivas diferentes conforme cada país. Esta diversidade verifica-se principalmente a três níveis:

- unidades - as unidades e respectivas características variam, não só dentro do mesmo país, mas também e de uma maneira mais significativa de país para país;
- argamassas – apesar de haver aparentemente uma uniformidade maior do que relativamente às unidades existem muitas variáveis a ponderar, como por exemplo a trabalhabilidade, a composição e a aderência;
- execução – o EC6 deveria indicar mais regras práticas e de simples execução, como por exemplo quando indica que os elementos de confinamento só devem ser betonados após o levantamento das alvenarias.

A responsabilidade de adequar o EC6 à realidade construtiva de cada país é deste último através da elaboração de DNA's, de Anexos aos Eurocódigos e de outras iniciativas que concorram para um melhor conhecimento das alvenarias nacionais. Portugal tem-no feito, se bem que de uma forma ainda insuficiente.

SANTOS [19] aponta várias questões em aberto relativamente ao comportamento das estruturas de alvenaria executadas em Portugal que abrangem os vários aspectos focados neste capítulo:

- comportamento mecânico das unidades de alvenaria e da argamassa;
- comportamento mecânico da alvenaria;
- comportamento das estruturas de alvenaria confinada.

O EC6 remete muito aspectos para os DNA's não definindo muitas vezes valores de referência como acontece no caso da flexão lateral, onde ainda não estão disponíveis correlações adequadas.

Apesar do DNA [42] facultar uma primeira classificação das unidades de alvenaria com base na sua resistência à compressão, existem no nosso mercado unidades com valores de resistência à compressão muito diferentes.

Relativamente aos valores de γ_M para alvenaria quando submetida à acção dos sismos, o EC6 considera-os iguais aos preconizados para outras combinações acidentais, o que não é coerente com outros Eurocódigos.

O conhecimento do comportamento mecânico da nossa alvenaria é ainda escasso, nomeadamente no que diz respeito à resistência ao corte e à flexão da alvenaria. O EC6 define que a resistência à flexão é determinada através de ensaios, mas no nosso país não são ainda conhecidos resultados da resistência à flexão das alvenarias nacionais. Relativamente à resistência ao corte o EC6 indica valores a utilizar nos cálculos, mas é de todo conveniente que sejam conhecidas as resistências ao corte das unidades de alvenaria existentes em Portugal.

Como já foi referido, a alvenaria confinada ainda não foi abordada de uma forma sistemática e os critérios definidos no Eurocódigo são muito superficiais. Assim torna-se urgente o estudo do seu comportamento quando sujeita a diversas solicitações, nomeadamente à flexão e corte horizontal com compressão vertical, tanto sob acções monotónicas como acções cíclicas alternadas, de modo a saber:

- identificar os seus mecanismos resistentes;
- caracterizar a sua ductilidade;
- caracterizar a sua capacidade de dissipação de energia sob a acção dos sismos.

O estudo deve abordar as soluções construtivas que utilizam os materiais mais correntemente utilizados na execução de alvenarias em Portugal:

- tijolos cerâmicos;
- blocos de betão corrente;
- blocos de betão leve;
- blocos de betão celular.

Existem ainda outro parâmetro cuja influência carece também de ser conhecida que diz respeito aos dispositivos de ligação entre a alvenaria e os elementos de confinamento.

5.2.10.2 EC8

Este Eurocódigo apresenta exigências quanto à resistência mínima das unidades relativamente baixas:

- resistência normalizada à compressão mínima de 2,5 N/mm^2 na direcção vertical;
- resistência normalizada à compressão mínima de 2,0 N/mm^2 na direcção horizontal.

No entanto o DNA [69] refere que a resistência na direcção normal à direcção de assentamento deverá ser no mínimo de 4,0 N/mm^2.

Em termos de disposição das armaduras na alvenaria confinada, o EC8 apresenta disposições complementares menos abrangentes que o EC6.

O facto deste Eurocódigo não definir armaduras máximas de modo a facilitar o balanceamento (aproveitamento da capacidade resistente, tanto quanto possível, da alvenaria e da armadura), é outro dos aspectos a melhorar.

Para finalizar, o modo de cálculo do valor de dimensionamento da acção sísmica, A_{Ed}, não está suficientemente explícito, não apresentando o EC8 uma expressão cuja aplicação nos permita obter tal valor.

Capítulo 6

Exemplos de dimensionamento

6.1 Introdução

A seguir apresentam-se dois exemplos de dimensionamento de estruturas de edifícios em alvenaria resistente confinada e em estrutura reticulada de betão armado. No cálculo seguiu-se a regulamentação nacional (REBAP [57] e RSA [58]), bem como a regulamentação europeia (EC6 [6], EC8 [30, 31, 32] e EC1 [36]) nos aspectos não abrangidos pela regulamentação nacional.

Em relação à alvenaria resistente uma dúvida surgiu no início do cálculo que permaneceu até final: a consideração ou não das aberturas mais pequenas como parte resistente das paredes. Embora alguns autores considerem a área ocupada pelas aberturas como área resistente da parede, não foi este, de modo geral, o pressuposto seguido nos exemplos estudados. Esta análise pode eventualmente originar algum sobredimensionamento, mas foi usada por privilegiar a segurança.

Como se sabe as aberturas têm uma influência relevante na capacidade resistente das paredes. No caso das acções horizontais, e em particular os sismos, originam uma concentração de esforços de tracção mais visíveis na zona das aberturas, como indica a fig. 6.1. Tratando-se de acções gravíticas a capacidade resistente de uma parede à compressão depende também da consideração ou não das zonas ocupadas pelas aberturas.

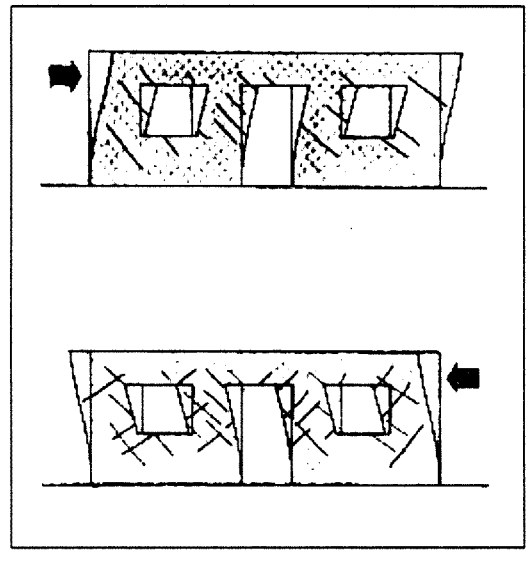


Fig. 6.1 – Comportamento de uma parede com aberturas sob a acção de um sismo [40]

De facto se a zona envolvente das aberturas tiver um tratamento que permita transmitir os esforços entre as extremidades da abertura sem redução da capacidade resistente da parede, especialmente nos locais de concentração de esforços onde as aberturas fazem um ângulo recto, então as aberturas podem ser consideradas no dimensionamento de alvenaria resistente, fig 6.2.

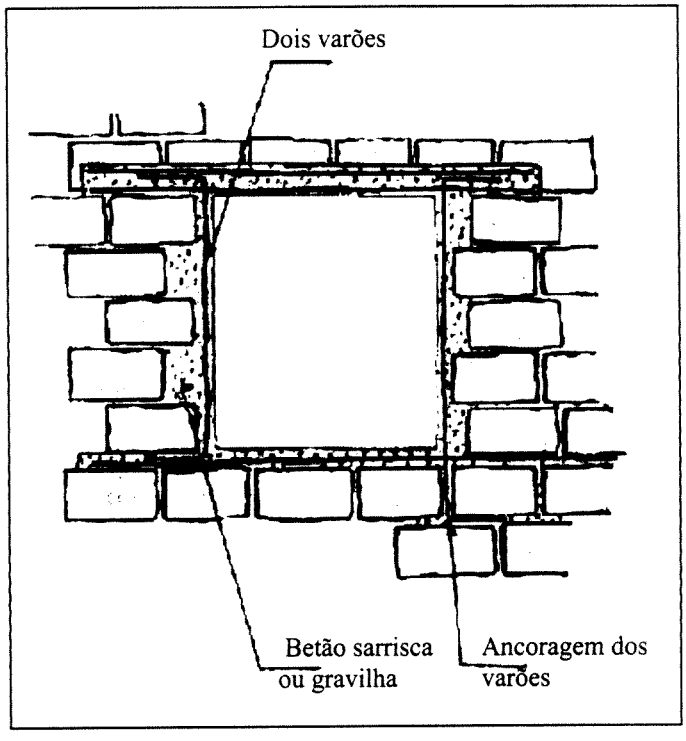


Fig. 6.2 – Esquema de reforço duma abertura [40]

6.2 Arquitectura

Como se sabe a adopção de soluções estruturais de edifícios em alvenarias resistentes só é possível em edifícios cuja arquitectura o permita, pois esta solução obriga a alguns condicionalismos:

- as paredes resistentes têm que se sobrepor em diferentes pisos e não podem ser alteradas;
- os vãos das lajes correspondentes à distância entre paredes paralelas que as recebem têm que ser moderados;

- é conveniente que os edifícios tenham uma planta regular com distribuição proporcionada de paredes nas duas direcções principais.

Procuraram-se edifícios cuja arquitectura fosse simples e respeitasse estes pressupostos.

Escolheram-se dois edifícios, designados por Edifício 1 e Edifício 2 cuja arquitectura se apresenta nas figs. 6.3 e 6.4.

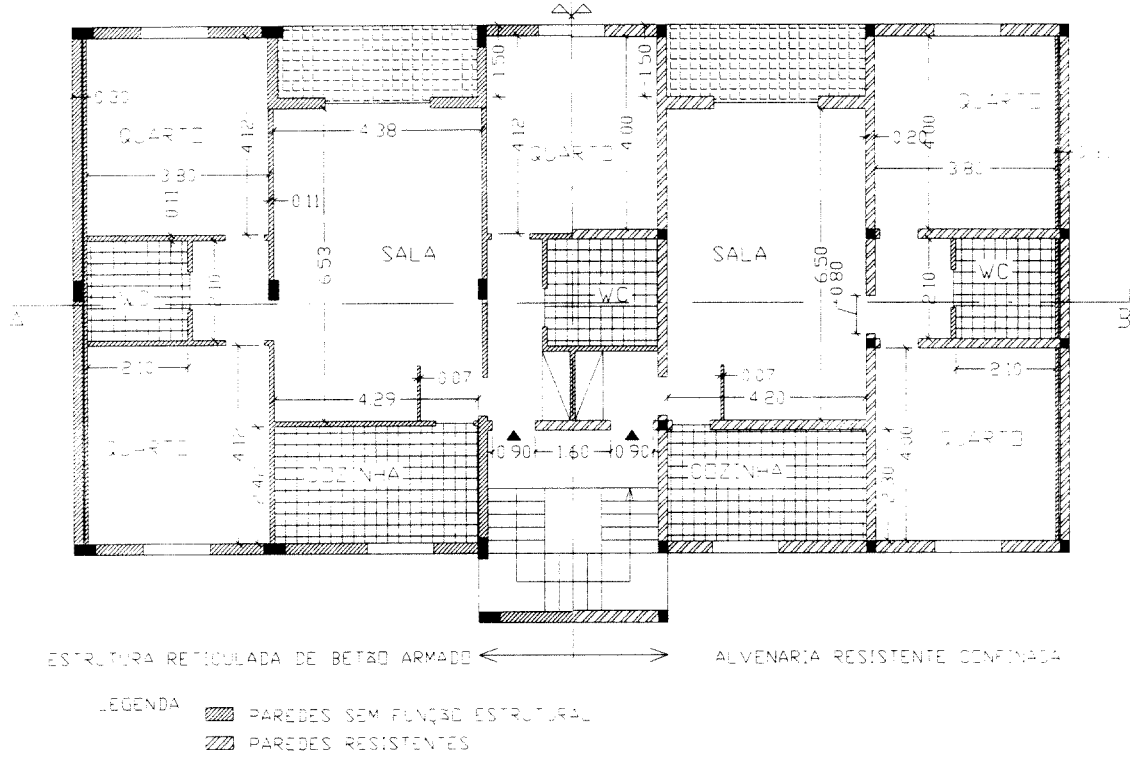


Fig. 6.3 – Arquitectura do edifício 1 para duas soluções alternativas: estrutura reticulada e alvenaria resistente confinada

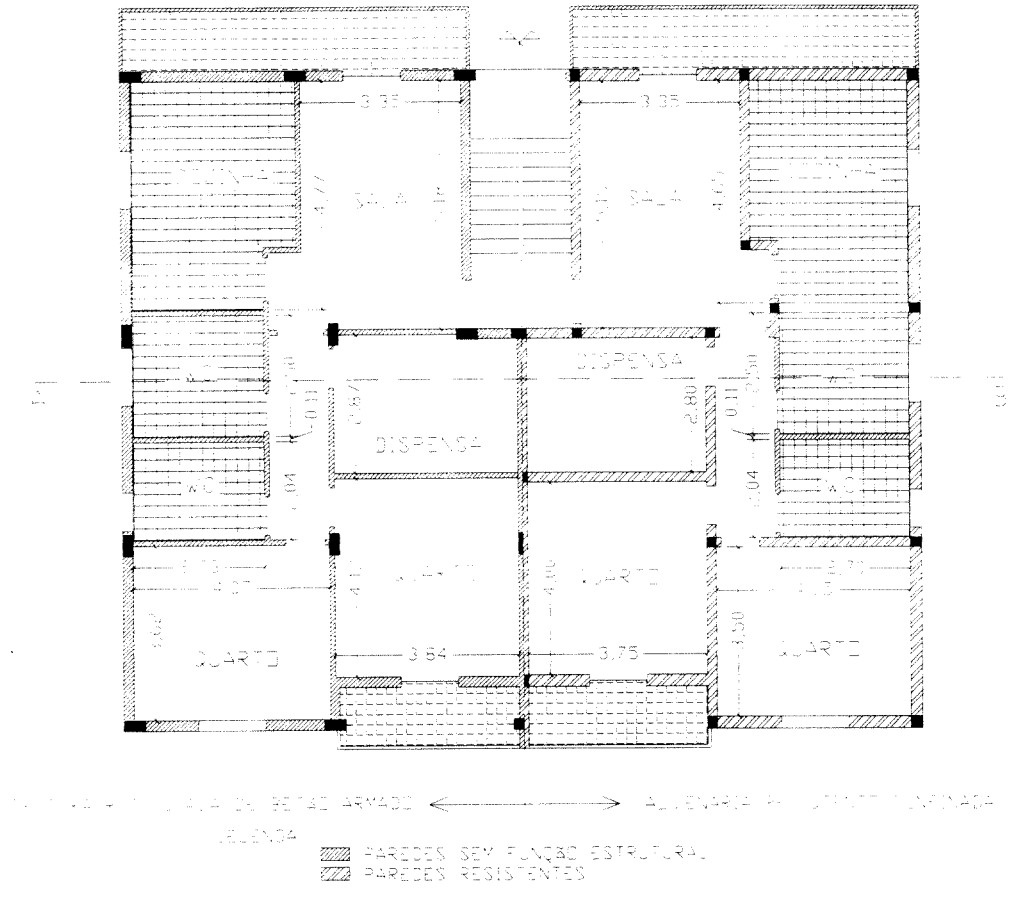


Fig. 6.4 – Arquitectura do edifício 2 para duas soluções alternativas: estrutura reticulada e alvenaria resistente confinada

6.3 Pressupostos

6.3.1 Localização dos edifícios

Relativamente à localização dos edifícios, tendo em atenção a acção sísmica, admitiu-se que os mesmos se localizavam nas zonas sísmicas extremas A e D.

Em termos de outros aspectos associados à localização com reflexos na quantificação das acções considerou-se que os edifícios não estavam sujeitos à acção da neve e relativamente à acção do vento se localizavam na zona B.

Assim e de acordo com a regulamentação nacional aplicável, RSA [58] e DNA [67] os parâmetros referentes à localização dos edifícios considerados no dimensionamento dos edifícios encontram-se resumidos no Quadro 6.1.

Quadro 6.1 – Parâmetros relativos à localização dos edifícios [58, 67]

Parâmetros		
Vento	Rugosidade aerodinâmica do solo	Tipo II
	Zona	B
Neve	Não considerada	
Zonas sísmicas		A e D
Tipo de solo		B

6.3.2 Acções

No Quadro 6.2 apresentam-se os valores das acções consideradas nos exemplos estudados.

Quadro 6.2 – Acções consideradas no dimensionamento dos edifícios em análise

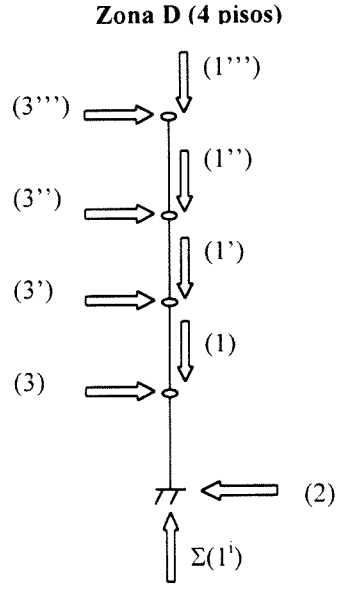
Quantificação das acções					
Permanentes	Peso próprio das lajes	Cobertura		3,25 Kn/m^2	
		Pisos		3,25 kN/m^2	
	Peso próprio dos revestimentos	Cobertura		1,75 kN/m^2	
		Pisos		0,85 kN/m^2	
	Divisórias	1,55 kN/m^2 (carga uniformemente distribuída de acordo com o artº 15 do RSA [58])[1]			
		Material da unidade	Localização	Edifício 1	Edifício 2
	Peso próprio das paredes (incluindo elementos de confinamento)	Blocos de betão corrente	Fachada	3,25 kN/m^2	3,25 kN/m^2
			Empena	4,25 kN/m^2	———
			Interiores	2,85 kN/m^2	2,85 kN/m^2
		Blocos de betão celular autoclavado	Fachada	1,73 kN/m^2	1,73 kN/m^2
			Empena	2,81 kN/m^2	———
			Interiores	1,41 kN/m^2	1,41 kN/m^2
		Tijolos cerâmicos perfurados	Fachada	4,60 kN/m^2	4,60 kN/m^2
			Empena	5,00 kN/m^2	———
			Interiores	3,60 kN/m^2	3,60 kN/m^2
	Peso próprio das escadas			5,00 kN/m^2	
Variáveis	Sobrecargas de utilização	Cobertura		1,00 kN/m^2	
		Pisos		2,00 kN/m^2	
	Vento (considerando o coeficiente de forma determinado de acordo com o anexo I do RSA [58]			1,19 kN/m^2 [2]	
	Neve	Não considerada			
	Sismo [3]				
	Outras acções	Desprezáveis			

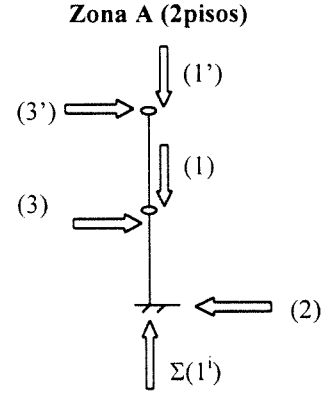
[1] Considerou-se apenas 10 % deste valor pelo facto de existirem poucas paredes divisórias.

[2] Considerando o valor característico da pressão dinâmica do vento, W_k = 1,08 kN/m^2 e o coeficiente de forma como o coeficiente de pressão exterior, δ_{pe} = 1,1.

[3] Síntese da determinação da acção apresentada no Quadro 6.3.

Quadro 6.3 – Acção do sismo – pressupostos





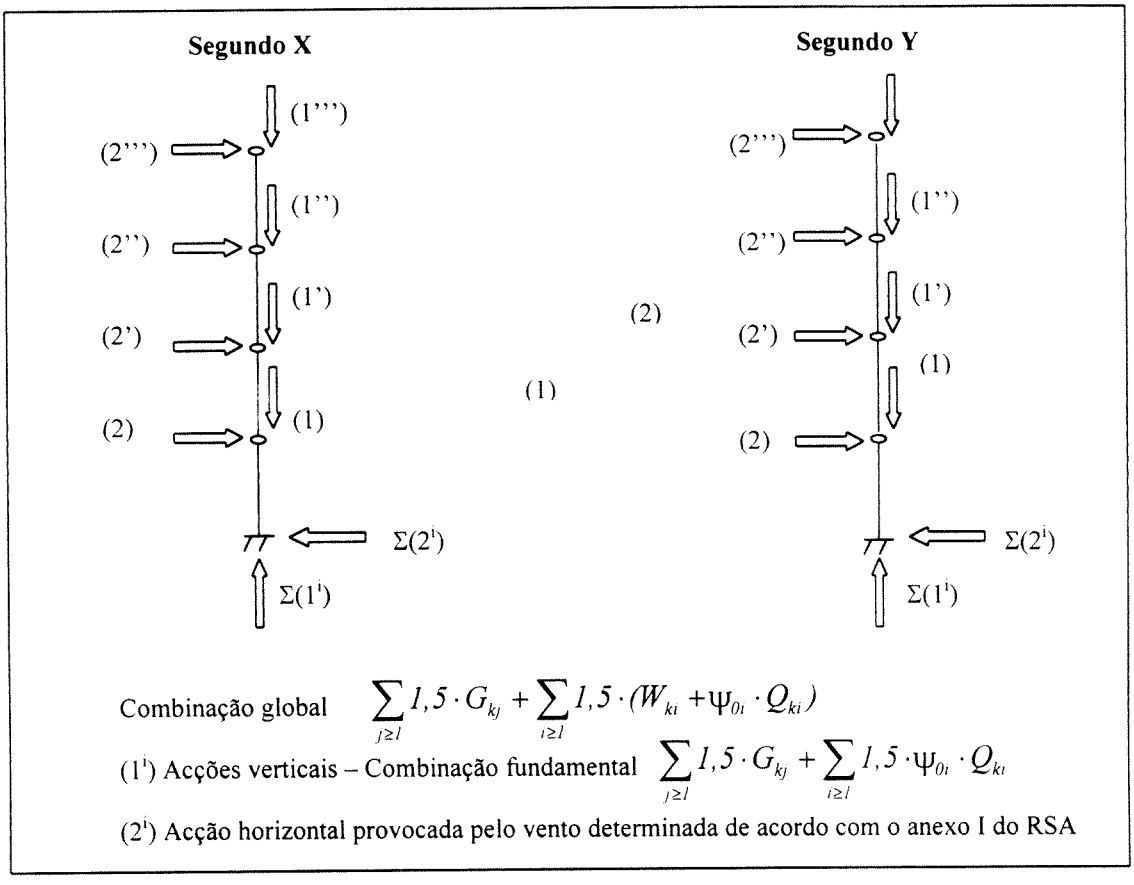
Combinação global $\sum_{j\geq 1} G_{k\,j} + \gamma_{I} A_{Ed} + \sum_{i\geq 1} \psi_2 Q_{ki}$

(1ⁱ) Acções verticais - Combinação quase permanente $\sum_{j\geq 1} G_k + \sum_{i\geq 1} \psi_2 Q_{ki}$

(2) Acção horizontal provocada pelo sismo determinada de acordo com o EC8 [30] $\gamma_I A_{Ed}$

(3ⁱ) Repartição da acção horizontal do sismo determinada de acordo com o EC8 [31]

Quadro 6.4 – Acção do vento – pressupostos



Combinação global $\sum_{j\geq 1} 1,5 \cdot G_{kj} + \sum_{i\geq 1} 1,5 \cdot (W_{ki} + \psi_{0i} \cdot Q_{ki})$

(1^i) Acções verticais – Combinação fundamental $\sum_{j\geq 1} 1,5 \cdot G_{kj} + \sum_{i\geq 1} 1,5 \cdot \psi_{0i} \cdot Q_{ki}$

(2^i) Acção horizontal provocada pelo vento determinada de acordo com o anexo I do RSA

6.3.3 Materiais

Sintetizam-se no Quadro 6.5 as características admitidas para os materiais usados na estrutura de alvenaria resistente.

Quadro 6.5 – Características dos materiais

		Material das unidades		
		Blocos de betão corrente	**Blocos de betão celular autoclavado**	**Tijolos cerâmicos perfurados**
Unidades	Grupo, segundo EC6	2a	1	2a
	f_b (kN/m^2)	5000	5000	8800
Argamassa	f_m (kN/m^2) (1)	M10	M5	M10
Alvenaria	f_k (kN/m^2)	2800	3100	4026
	E (kN/m^2)	2,8E06	3,1E06	4,026E06
	G (kN/m^2)	1,12E06	1,24E06	1,61E06
	f_{vk0} (kN/m^2)	200	200	300
Armadura	F_{syd} (MPa)	348000		

(1) A classificação de argamassa M10 corresponde ao tipo de argamassa corrente de cimento e areia usados nas nossas alvenarias, definido em termos de traço volumétrico como 1:3, de acordo com o DNA [42]. No caso da alvenaria de betão celular autoclavado o fornecedor indica valores próximos de 5 kN/m^2 para a tensão de rotura à compressão da argamassa-cola.

6.3.4 Áreas mínimas de parede

De acordo com o EC8 [30, 31, 32] e DNA [69] existem áreas mínimas de paredes em cada uma das direcções expressas em percentagem das áreas dos respectivos pisos. O valor mínimo desta percentagem a ser cumprida pelas estruturas de alvenaria resistente é, segundo o DNA [69], variável conforme a zona sísmica.

Resume-se no Quadro 6.6 a percentagem de paredes resistentes relativamente à área dos pisos em causa.

Quadro 6.6 – Percentagem de paredes resistentes por área de piso

Direcção	**X**	**Y**
Edifício 1	5,0	5,0
Edifício 2	5,0	6,0

6.4 Verificação da estabilidade

Sintetiza-se seguidamente num conjunto de quadros a verificação de estabilidade aos estados limite últimos e de utilização efectuada para os dois edifícios, admitindo diferentes envergaduras (número de pisos) conforme a zona sísmica e diferentes materiais usados nas paredes resistentes.

6.4.1 Estados limite últimos

As verificações aos estados limite últimos tiveram em conta três combinações de acções:

- combinação de acções de base sismo;
- combinação de acções de base sobrecarga;
- combinação de acções de base vento.

Para garantir a segurança a este estado limite considerou-se ainda cada edifício como um todo e analisaram-se também pontualmente as paredes mais solicitadas, originando duas verificações distintas:

- verificações globais;
- verificações locais.

As primeiras tiveram como objecto as combinações de base sismo e vento e verificaram a capacidade resistente ao corte, como mostram os Quadros 6.7 e 6.9.

Localmente consideraram-se as três combinações de acções e as verificações correspondentes são as que se indicam nos Quadros 6.8 e 6.10.

Nestes quadros aplicou-se a seguinte simbologia :

BBC – Blocos de Betão Corrente;

BBCA – Blocos de Betão Celular Autoclavado;

TCP – Tijolos Cerâmicos Perfurados

✔ - indica que a verificação em causa é satisfeita;

Quadro 6.7 – Verificação global da capacidade resistente das diferentes alvenarias para as diferentes combinações de acções – edifício 1

Verificação global		**Zona A (2 pisos)**			**Zona D (4 pisos)**		
		Material					
Acção de base	Verificação	BBC	BBCA	TCP	BBC	BBCA	TCP
Sismo	Corte	✔	✔	✔	✔	✔	✔
Vento	Corte	✔	✔	✔	✔	✔	✔

Quadro 6.8 – Verificação local da capacidade resistente das diferentes alvenarias para as diferentes combinações de acções – edifício 1

Verificação local			**Zona A (2 pisos)**			**Zona D (4 pisos)**		
			Material					
Acção de base	Verificação		BBC	BBCA	TCP	BBC	BBCA	TCP
Sobrecarga	Parede mais solicitada	Compressão	✔	✔	✔	✔	✔	✔
Sismo	Paredes de apoio a lajes	Compressão	✔	✔	✔	✔	✔	✔
		Corte	✔	✔	✔	✔	✔	✔
	Paredes de contraventamento	Compressão	✔	✔	✔	✔	✔	✔
		Corte	✔	✔	✔	✔	✔	✔
		Tracção	✔	✔	✔	✔	✔	✔
Vento	Plano das paredes	Corte	Menos desfavorável que a combinação de base sismo					
	Plano perpendicular às paredes	Flexão	✔	✔	✔	✔	✔	✔

Quadro 6.9 – Verificação global da capacidade resistente das diferentes alvenarias para as diferentes combinação de acções – edifício 2

Verificação global		**Zona A (2 pisos)**			**Zona D (4 pisos)**		
		Material					
Acção de base	Verificação	BBC	BBCA	TCP	BBC	BBCA	TCP
Sismo	Corte	✔	✔	✔	✔	✔	✔
Vento	Corte	✔	✔	✔	✔	✔	✔

Quadro 6.10 – Verificação local da capacidade resistente das diferentes alvenarias para as diferentes combinações de acções – edifício 2

Verificação local			**Zona A (2 pisos)**			**Zona D (4 pisos)**		
			Material					
Acção de base	Verificação		BBC	BBCA	TCP	BBC	BBCA	TCP
Sobrecarga	Parede mais solicitada	Compressão	✔	✔	✔	✔	✔	✔
Sismo	Paredes de apoio a lajes	Compressão	✔	✔	✔	✔	✔	✔
		Corte	✔	✔	✔	✔	✔	✔
	Paredes de contraventamento	Compressão	✔	✔	✔	✔	✔	✔
		Corte	✔	✔	✔	✔	✔	✔
		Tracção	✔	✔	✔	✔	✔	✔
Vento	Plano das paredes	Corte	Menos desfavorável que a combinação de base sismo					
	Plano perpendicular às paredes	Flexão	✔	✔	✔	✔	✔	✔

6.4.2 Estados limite de utilização

De acordo com o EC8 [31] as exigências quanto à verificação dos estados limite de utilização são satisfeitas considerando o deslocamento entre pisos limitado por um valor dependente da altura do piso respectivo. No entanto o DNA [68] referente àquele EC reduz os limites de deslocamento para metade, mas mesmo assim não se verificam deslocamentos para além dos valores estipulados, Quadros 6.11 e 6.12.

Quadro 6.11 – Verificação dos deslocamentos entre pisos para as zonas sísmicas A e D Edifício 1

Verificação	**Zona A (2 pisos)**			**Zona D (4 pisos)**		
	Material					
	BBC	BBCA	TCP	BBC	BBCA	TCP
Deslocamento entre pisos	✔	✔	✔	✔	✔	✔

Quadro 6.12 – Verificação dos deslocamentos entre pisos para as zonas sísmicas A e D edifício 2

Verificação	Zona A (2 pisos)			Zona D (4 pisos)		
	Material					
	BBC	BBCA	TCP	BBC	BBCA	TCP
Deslocamento entre pisos	✔	✔	✔	✔	✔	✔

6.5 Trabalhos e quantidades

Para que a comparação seja objectiva tiveram-se em consideração os seguintes aspectos:

- retiveram-se apenas os trabalhos relativos à estrutura e às alvenarias que influenciam a comparação;
- ambos os edifícios têm desempenhos térmicos da envolvente análogos;
- a solução em estrutura reticulada foi dimensionada de acordo com a regulamentação portuguesa vigente REBAP [57] e RSA [58].

Resumem-se nos Quadros 6.13 e 6.14 os trabalhos e as respectivas quantidades necessários à realização da estrutura em alvenaria confinada e em estrutura reticulada de betão armado.

Quadro 6.13 – Edifício 1 – Síntese de trabalhos e quantidades

			Quantidades para as soluções estruturais			
			Alvenaria confinada		Estrutura reticulada	
Trabalhos/materiais		Unidades	2 Pisos/A	4 Pisos/D	2 Pisos/A	4 Pisos/D
Escavação		m^3	32,0	32,0	38,0	51,0
Betão		m^3	44,6	68,0	57,8	100,0
Cofragem		m^2	186,0	305,0	421,0	762,0
Armadura		kg	2.192,0	3.420,0	5.651,0	9.255,0
Lajes		m^2	401,0	802,0	401,0	802,0
Alvenaria Resistente	0,25 m	m^2	174,0	345,0	——	——
	0,20 m	m^2	440,0	870,0	——	——
Alvenaria não resistente	0,22 m	m^2	——	——	262,0	524,0
	0,15 m	m^2	——	——	100,0	199,0
	0,11 m	m^2	56,0	111,0	369,0	738,0
	0,07 m	m^2	106,0	211,0	——	——

Quadro 6.14 – Edifício 2 – Síntese de trabalhos e quantidades

			Quantidades por solução estrutural			
			Alvenaria confinada		Estrutura reticulada	
Trabalhos/materiais		Unidades	2 Pisos	4 Pisos	2 Pisos	4 Pisos
Escavação		m^3	32,0	32,0	62,0	69,0
Betão		m^3	46,0	71,0	76,0	123,0
Cofragem		m^2	173,0	282,0	471,0	829,0
Armadura		kg	3.492,0	4.838,0	6.679,0	10.811,0
Lajes		m^2	390,0	779,0	390,0	779,0
Alvenaria Resistente	0,25 m	m^2	256,0	507,0	——	——
	0,20 m	m^2	385,0	765,0	——	——
Alvenaria não resistente	0,22 m	m^2	——	——	315,0	631,0
	0,11 m	m^2	85,0	169,0	311,0	622,0

Capítulo 7

Comparação técnico-económica e conclusões

7.1 Introdução

Neste Capítulo apresentam-se os preços finais de cada uma das soluções estudadas no Capítulo anterior e abordam-se alguns aspectos técnico-económicos susceptíveis de comparação.

As soluções referidas são quatro:

- estrutura reticulada de betão armado;
- estrutura em alvenaria resistente confinada com três variantes:
  - alvenaria de blocos de betão corrente;
  - alvenaria de blocos de betão celular autoclavado;
  - alvenaria de tijolo face à vista perfurado verticalmente.

Se relativamente à estrutura reticulada de betão armado, a escolha dos materiais a utilizar respeitou o que é corrente na prática, por conduzir geralmente às soluções mais económicas, já o mesmo não se verificou em relação aos materiais que se usaram em cada uma das variantes da solução em alvenaria resistente confinada. Primeiro, porque não é usual no nosso país a utilização desta solução estrutural duma forma regularmente enquadrada, e depois porque se tentou, de entre os poucos materiais com características adequadas para esse efeito, distinguir quais os mais aptos para uma solução deste tipo.

Ainda em relação às escolhas dos materiais e às espessuras a dar a cada uma das paredes, houve a preocupação de equilibrar as soluções, no sentido de as dotar de desempenhos, para além da capacidade resistente, o mais semelhantes possível.

7.2 Comparação técnico-económica

7.2.1 Preços totais

No Quadro 7.1 apresentam-se os preços unitários dos diversos trabalhos abrangidos por esta comparação, obtidos por consulta a concursos actuais da região do Porto, sem IVA e para quantidades de trabalho próximas das previstas nas soluções analisadas.

Quadro 7.1 – Preços unitários correntes admitidos na comparação

Trabalhos/materiais	Unidades	Preço/Unidade
Movimento de terras para fundação	m^3	1.900$00
Betão de limpeza	m^3	13.000$00
Betão B20 em fundações	m^3	12.000$00
Betão B20 em pilares, vigas e elementos de confinamento	m^3	15.000$00
Betão B25 em pilares e vigas	m^3	16.000$00
Cofragem em fundações	m^2	2300$00
Cofragem em pilares, vigas e elementos de confinamento	m^2	2.700$00
Aço	kg	155$00
Lajes aligeiradas	m^2	6.500$00
Alvenaria de tijolo de furação horizontal de 0,22	m^2	2.600$00
Alvenaria de tijolo de furação horizontal de 0,20	m^2	2.400$00
Alvenaria de tijolo de furação horizontal de 0,15	m^2	1.800$00
Alvenaria de tijolo de furação horizontal de 0,11	m^2	1.600$00
Alvenaria de tijolo de furação horizontal de 0,07	m^2	1.450$00
Alvenaria de blocos de betão corrente de 0,25	m^2	3.700$00
Alvenaria de blocos de betão corrente de 0,20	m^2	3.400$00
Alvenaria de blocos de betão celular autoclavado de 0,24	m^2	5.031$00
Alvenaria de blocos de betão celular autoclavado de 0,20	m^2	4.275$00
Alvenaria composta de tijolo face à vista perfurado	m^2	8.640$00

Os preços de cada uma das soluções que se apresentam no Quadro 7.2 foram calculados de acordo com os preços indicados no Quadro 7.1, atendendo aos trabalhos e quantidades indicados nos Quadros 6.13 e 6.14. Salienta-se que neste Quadro não estão contabilizados os trabalhos e quantidades relativas às escadas, às platibandas e ao pavimento térreo. A inclusão destas quantidades resulta das mesmas serem constantes para todas as soluções. No entanto a sua consideração, particularmente em situações reais faria com que os preços finais fossem ligeiramente mais elevados.

Quadro 7.2 – Preços totais e sua variação em relação à estrutura reticulada

Edifício	Solução		Nº de pisos	Preço (Contos)	Variação (%)
1	Estrutura reticulada de betão armado		2	6.923	———
			4	13.080	———
	Alvenaria Resistente	Blocos de betão corrente	2	6.475	- 6,9
			4	12.270	- 6,6
		Blocos de betão celular autoclavado	2	7.091	+ 2,4
			4	13.490	+ 3,1
		Tijolos perfurados verticalmente [1]	2	9.640	+ 39,2
			4	18.532	+ 41,7
2	Estrutura reticulada de betão armado		2	7.321	———
			4	13.500	———
	Alvenaria Resistente	Blocos de betão corrente	2	6.584	- 11,2
			4	12.343	- 9,4
		Blocos de betão celular autoclavado	2	7.262	- 0,8
			4	13.686	+ 1,4
		Tijolos perfurados verticalmente[1]	2	10.032	+ 37,0
			4	19.019	+ 40,9
Nota: [1] A comparação está prejudicada, dado a solução em tijolos face à vista não precisar de reboco e pintura o que distorce a comparação com as restantes soluções.					

Os resultados apresentados no Quadro 7.2 permitem-nos extrair duas observações pertinentes:

- algumas soluções em alvenaria resistente são mais económicas do que a solução tradicional em estrutura reticulada de betão armado;
- os tijolos perfurados são prejudicados pelo seu elevado preço, mas em contrapartida não necessitam de rebocos nem de pintura e exigem menos trabalhos de manutenção.

A seguir fazem-se algumas comparações, com mais pormenor, de preços parciais das soluções estudadas no caso da estrutura reticulada de betão armado e da variante em blocos de

betão corrente, na solução em alvenaria resistente, uma vez que é esta a que apresenta maior interesse económico.

7.2.2 Preços parciais

O preço final diferenciado para cada solução é o resultado de diferentes preços parciais. No Quadro 7.3 podem ver-se as diferenças de preço por trabalhos e quantidades das soluções em estrutura reticulada de betão armado e da estrutura em alvenaria confinada de blocos de betão corrente para o edifício 1.

Através da análise do referido Quadro verifica-se que as rubricas de trabalhos e quantidades que mais influenciam a diferenciação final são:

- betão;
- cofragem;
- aço;
- alvenaria.

A solução em estrutura reticulada de betão armado é mais cara nas três primeiras rubricas e mais barata na rubrica referente à alvenaria.

Se escalonarmos estas rubricas por ordem decrescente de influência na diferenciação do preço final de cada solução surge no topo a alvenaria, seguida da cofragem, do aço e do betão.

A solução em alvenaria resistente baseia-se nas capacidades resistentes das unidades de alvenaria e da argamassa, sem desprezar o contributo dos elementos de confinamento e dos pisos que lhe proporcionam uma resposta global da estrutura, com alguma ductilidade, nomeadamente quando submetida a acções horizontais. Assim as unidades de alvenaria e respectivas argamassas têm que possuir características mecânicas que lhes permitam ser usadas como tal, ao contrário do que sucede na solução de estrutura reticulada, onde a capacidade resistente da alvenaria é desprezada. Sendo assim, é natural que as unidades utilizadas em alvenaria resistente, sejam mais caras que as unidades usadas na alvenaria de preenchimento das estruturas reticuladas. Esta é a explicação para a grande diferença de preços existente entre as soluções de alvenaria confinada e estrutura reticulada de betão armado, relativamente à alvenaria.

Quadro 7.3 – Preços parciais das soluções em estrutura reticulada e alvenaria confinada – variante de blocos de betão corrente e respectiva variação face à solução mais económica

Edifício	Trabalhos e Quantidades	Solução	Nº de pisos	Preço (Contos)	Variação	
					(%)	Valor (Contos)
1	Movimento de terras	Estrutura reticulada	2	57	+ 21,1	10
			4	76	+ 61,7	29
		Alvenaria resistente	2	47	____	_____
			4	47	____	_____
	Betão de limpeza	Estrutura reticulada	2	33	____	_____
			4	43	____	_____
		Alvenaria resistente	2	52	+ 57,6	19
			4	52	+ 20,9	9
	Betão	Estrutura reticulada	2	780	+ 39,5	221
			4	1.381	+ 50,8	465
		Alvenaria resistente	2	559	____	_____
			4	916	____	_____
	Cofragem	Estrutura reticulada	2	1.122	+ 135,7	646
			4	2.033	+ 155,4	1.237
		Alvenaria resistente	2	476	____	_____
			4	796	____	_____
	Aço A400	Estrutura reticulada	2	876	+ 150,2	526
			4	1.435	+ 170,8	905
		Alvenaria resistente	2	350	____	_____
			4	530	____	_____
	Lajes aligeiradas	Estrutura reticulada	2	2.606	____	_____
			4	5.212	____	_____
		Alvenaria resistente	2	2.606	____	_____
			4	5.212	____	_____
	Alvenaria	Estrutura reticulada	2	1451	____	_____
			4	2.901	____	_____
		Alvenaria resistente	2	2.385	+ 64,4	934
			4	4.717	+ 62,6	1.816

Ainda assim existem diferenças significativas dentro da solução de alvenaria resistente para cada uma das variantes:

- a solução que utiliza blocos de betão corrente é a mais equilibrada tendo em atenção que é a que apresenta valores mais baixos no seu conjunto: preço das unidades, consumo de argamassa e preço de assentamento.;
- os blocos de betão celular autoclavado, apesar de possuírem um preço relativamente elevado para as unidades de alvenaria, conseguem apresentar um valor intermédio de conjunto, graças ao facto de terem custos muito reduzidos de argamassa (juntas delgadas) e de assentamento, uma vez que esta solução apresenta as maiores unidades;
- os tijolos perfurados verticalmente são os que apresentam maior resistência à compressão, mas apesar disso são as unidades menos rentáveis em termos económicos; o facto de apresentarem uma altura de cerca de um terço das outras unidades e de necessitarem da execução de uma parede composta, com todos os custos associados que este facto acarreta, em termos de consumo de argamassa e de tempos de assentamento, tornam demasiado cara esta solução; este tipo de tijolos está mais vocacionado para o revestimento de fachadas, mas com um formato mais próximo dos seus concorrentes, como acontece noutros países, ou com uma variante de unidades sem acabamento tão perfeito, destinadas a serem rebocadas, talvez esta solução se aproximasse das outras alvenarias em termos de preço; é de salientar que estes tijolos apresentam a face à vista e portanto os custos com rebocos e pinturas das paredes exteriores deveriam neste caso ser deduzidos.

Como já foi referido o modo de levantamento das paredes e da execução dos elementos de betão armado é diferente no caso das estruturas reticuladas e nas alvenarias resistentes confinadas. No primeiro caso executam-se inicialmente os elementos de betão armado, uma vez que é esta a base estrutural da solução, o preenchimento dos vãos com a respectiva alvenaria é efectuado numa fase posterior. A alvenaria confinada executa-se de um modo diferente: só após o levantamento das paredes de alvenaria é que são betonados os montantes nos espaços para estes destinados; também as cintas de travamento são betonadas sobre as respectivas paredes, portanto após a execução destas.

Assim, e ainda devido ao facto da estrutura reticulada requerer elementos de betão armado com maiores secções, se explica a grande variação que se regista nas necessidades de cofragem para as duas soluções. A grande diferença está no facto da alvenaria confinada

aproveitar a parede como cofragem, enquanto a estrutura reticulada não o pode fazer, tornando-se neste ponto uma solução mais cara.

Relativamente ao consumo do aço e de betão também a solução de alvenaria confinada leva naturalmente a melhor. A explicação para este facto é óbvia e esta relacionada com a concentração de esforços que existe ao nível dos elementos de betão armado numa estrutura reticulada. Para que esses elementos sejam capazes de resistir às acções solicitantes têm que ser dotados de secções de betão e de armaduras suficientes para garantir a estabilidade da estrutura, sendo incomparavelmente superiores aos da alvenaria confinada. Nesta, as secções de betão e as armaduras são reduzidas, mas de modo a garantir alguma ductilidade, dado que a resistência às diferentes acções está distribuída ao longo das paredes de alvenaria.

7.2.3 Aspectos técnicos

Como já se disse seguiram-se as orientações dos Regulamentos Nacionais [57, 58] e dos Eurocódigos [6, 30, 31, 32] no dimensionamento de cada uma das soluções apresentadas.

No caso do cálculo das estruturas reticuladas utilizaram-se duas versões da mesmo programa, uma para cada edifício, e verificou-se uma pequena diferença nas percentagens dos custos finais quando se compararam este tipo de estruturas com a estrutura em alvenaria confinada. Esta diferença é perfeitamente legítima e valida ainda mais o resultado a que se chegou neste trabalho.

No dimensionamento das estruturas em alvenaria confinada houve uma situação em que a regulamentação aplicável não foi cumprida, por se considerar desajustada às nossas unidades de alvenaria:

- o EC6 [6] preconiza como foi indicado no Quadro 5.9A que nos casos de utilização de unidades do grupo 1 ou do grupo 2 devem ser colocados varões, no mínimo com 6 mm de diâmetro com espaçamento não superior a 600 mm, correctamente amarrados no betão de confinamento e nas juntas.

As nossas unidades de alvenaria não estão preparadas para incluir armaduras nas juntas. Se relativamente à colocação de armadura nas juntas horizontais esta situação era facilmente

ultrapassavel, já o mesmo não sucede em relação às juntas verticais onde o desencontro de juntas dificulta esta operação. Para que esta exigência fosse praticável as nossas unidades de alvenaria teriam que dispor, sensivelmente a meio do seu comprimento, de uns orifícios a toda a altura da unidade que permitissem a passagem da armadura vertical.

O requisito imposto pelo EC8 [31] que limita o deslocamento entre pisos não traduz na prática uma limitação. Como foi referido o DNA [68] reduz para metade o limite para aqueles deslocamentos, mas mesmo assim os edifícios estudados cumprem aqueles valores folgadamente para qualquer uma das soluções. Apenas em casos de paredes exteriores com grandes aberturas poderão surgir alguns problemas relativamente a esta questão.

Refira-se ainda que o EC6 indica para a solução de blocos de betão celular autoclavado um valor de E igual a $650f_k$, enquanto para os outros dois casos preconiza um E igual a $1000f_k$. Este facto influencia negativamente o desempenho desta alvenaria em vários parâmetros, entre eles a verificação ao estado limite de utilização.

7.3 Conclusões

Muitas alterações ocorreram desde os tempos em que a alvenaria resistente era o processo construtivo por excelência. Não é preciso recuar muito no tempo para se encontrarem edificações onde foram aplicadas regras empíricas, como as de *Rondelet* ou *Redtenbacher*. Contudo os tempos mudaram e hoje em dia a construção, tal como outros sectores de actividade, não se baseia em regras empíricas mas em conceitos científicos validados pela experiência.

Outros países souberam fazê-lo atempadamente e dispõem hoje de um processo construtivo económico e seguro, cuja utilização é capaz de rivalizar com outras soluções construtivas, sobretudo em edifícios. No entanto em Portugal isso não ocorreu e o resultado foi que o recurso à utilização da alvenaria resistente tem uma expressão insignificante no panorama construtivo nacional. As razões para esta grande alteração no domínio da construção portuguesa foram apontadas ao longo do trabalho e resumem-se no seguinte:

- falta de normalização que defina as características a que as alvenarias devem satisfazer, de modo a poderem ser utilizadas numa solução de alvenaria resistente;

- inexistência de regulamentação nacional para as alvenarias estruturais que especifique os critérios gerais de segurança, os materiais e as suas propriedades, os princípios de verificação de segurança e a forma de execução dos trabalhos bem como a garantia de qualidade;
- a qualidade da maioria das unidades de alvenaria existentes no mercado português não tem resistência suficiente para poderem ser usadas como alvenarias estruturais;
- preocupação dos produtores em colocar no mercado unidades a preços muito baixos, em geral descurando a qualidade, com aceitação generalizada dos construtores e meios técnicos;
- ausência de estudos por parte dos centros de investigação, universidades e associações de produtores sobre a definição das exigências a satisfazer.

Embora os conceitos básicos que regulam as estruturas em alvenaria resistente e em betão armado sejam os mesmos, há aspectos importantes a ter em conta que diferenciam cada uma destas soluções, Quadro 7.4.

Quadro 7.4 – Principais diferenças entre as soluções de alvenaria confinada e de betão armado

Alvenaria resistente	**Betão armado**
As betonagens dos montantes são executadas após o levantamento das paredes de alvenaria	As betonagens dos pilares ocorrem antes da elevação das paredes de alvenaria
Os esforços estão distribuídos ao longo das paredes de alvenaria	Os esforços estão concentrados nos elementos de betão armado
As dimensões das secções de betão e de armadura são reduzidas	As dimensões das secções de betão e de armadura são consideráveis
A capacidade resistente dos elementos de confinamento é desprezada	A capacidade resistente da alvenaria é desprezada
As fundações são contínuas	As fundações adoptadas são isoladas
Prazo de execução mais reduzido	Prazo de execução mais dilatado
Não se deve construir mais do que 1,5 m de parede por dia	Não existe esta limitação

Além das diferenças indicadas neste Quadro, existe ainda outra relacionada com a fissuração. Nas alvenarias estruturais a fissuração no interface alvenaria/betão armado é reduzida devido ao facto das alvenarias e dos elementos de confinamento estarem sujeitos aos mesmos esforços uma vez que estes estão distribuídos por toda a estrutura, não originando grandes diferenças de tensões naquele interface. Na solução de estrutura reticulada, como já se referiu, os esforços estão concentrados nos elementos de betão armado, havendo uma variação brusca de tensões na zona de separação entre os elementos de betão armado e a alvenaria de enchimento podendo ocorrer uma maior fissuração nessa zona.

A alvenaria resistente apresenta algumas limitações importantes, especialmente ao nível da arquitectura, quando comparada com a estrutura reticulada de betão armado:

- as paredes resistentes têm que se sobrepor em diferentes pisos e não podem ser alteradas, dificultando futuras alterações;
- os vãos das lajes, correspondentes à distância entre paredes paralelas que as recebem têm que ser moderados;
- os edifícios devem ter uma planta regular com distribuição proporcionada de paredes nas duas direcções principais.

A ideia fundamental que sobressai no final do presente trabalho é que é técnica e economicamente viável a construção de edifícios de pequeno porte em alvenaria resistente. Para isso é preciso que:

$$\Delta_1 < \Delta_2 + \Delta_3 + \Delta_4 \qquad (7.1)$$

isto é o acréscimo de preço da alvenaria, Δ_1, na solução de alvenaria confinada seja inferior ao somatório dos acréscimos de preço da cofragem, Δ_2 , do aço, Δ_3, e do betão, Δ_4, na estrutura reticulada de betão armado, Quadro 7.5.

A alvenaria de blocos de betão corrente satisfaz a expressão 7.1 nos dois edifícios estudados, sendo o seu preço final em média 10 % inferior à mesma solução em betão armado. A alvenaria de blocos de betão celular autoclavado apresenta praticamente os mesmos preços que a estrutura reticulada. O tijolo perfurado verticalmente é claramente a mais cara de todas as soluções.

Quadro 7.5 – Acréscimos de preço para diferentes trabalhos e quantidades por solução estrutural

Preços		
Trabalhos e quantidades	**Alvenaria confinada**	**Estrutura reticulada**
Alvenaria	$A + \Delta_1$	A
Cofragem	B	$B + \Delta_2$
Aço	C	$C + \Delta_3$
Betão	D	$D + \Delta_4$

Ao longo da elaboração deste trabalho sentiram-se algumas dificuldades na aplicação do EC6 [6] e do EC8 [30, 31, 32]. Por um lado em determinadas situações estes documentos não estão bem adequados aos materiais e procedimentos usados no nosso país e por outro pelo facto destes Eurocódigos deixarem algumas questões em aberto. Destas últimas parte delas são necessárias, dada a especificidade de cada país, e nessa perspectiva os Eurocódigos não são documentos rígidos e dão liberdade para serem complementados com os DNA's, tendo o nosso país difundido já alguns [42, 67, 68, 69]. Mas outras de âmbito mais geral deveriam ser alvo de tratamento mais detalhado.

Uma questão que levanta alguma polémica é o modo como é considerada a influência das aberturas no comportamento das paredes. Uma análise simplista, conservativa e que é tida em consideração neste trabalho é a omissão das parcelas de parede acima e abaixo das aberturas, quando se calcula a capacidade resistente da parede.

Contudo uma observação mais atenta permite-nos fazer uma distinção entre as aberturas, com base na comparação das suas dimensões relativamente às dimensões das paredes, assim uma janela não influência tão negativamente a capacidade resistente duma parede como uma porta, por exemplo.

Por outro lado o envolvimento das aberturas com armaduras, como foi indicado no Capítulo 6, melhora consideravelmente o desempenho da estrutura em relação à acção sísmica e garante uma efectiva ligação entre as partes de parede separadas pela abertura. Talvez nestes casos seja mais correcto negligenciar as aberturas e considerar toda a área da parede como resistente.

A grande conclusão para que aponta o presente trabalho é que adoptando uma alvenaria adequada, a solução de alvenaria confinada constitui uma alternativa fiável e económica à estrutura reticulada.

É justo reconhecer o contributo dado pelos Eurocódigos, através dos quais esta solução construtiva tradicional começou a ser encarada de um modo mais racional e científico. A tradução daqueles documentos e a difusão dos DNA's deram o impulso inicial para o estudo duma matéria que tendo em atenção os resultados encontrados deve ser explorada.

É conhecida a ausência de normalização e a regulamentação é ainda escassa, mas podemos estar perante a reinvenção de um processo construtivo, muito utilizado no passado e susceptível de criar alterações no mercado de alvenarias, a que os produtores destes materiais de construção devem estar atentos.

7.4 Perspectivas de desenvolvimento

Com base na informação contida no presente trabalho e tendo em atenção a situação das alvenarias em Portugal apontam-se algumas perspectivas de desenvolvimento.

Os poucos materiais com características adequadas para serem utilizados em alvenaria resistente são o reflexo de um sector mal explorado sob o ponto de vista científico, tecnológico e construtivo. No sentido do desenvolvimento deste sector apontam-se as seguintes medidas:

- prosseguimento da caracterização dos materiais nacionais, visando uma completa definição do panorama nacional;
- análise detalhada dos diferentes processos produtivos e das suas diversas fases, relacionando estes com as características de desempenho final;
- análise das causas de mau desempenho das unidades e optimização de formas e geometrias visando a compatibilização das diversas exigências;
- estudo do comportamento e dimensionamento de alvenarias estruturais de produção nacional e definição de disposições simplificadas para edifícios de pequeno porte;
- criação de um mecanismo capaz de garantir o cumprimento das exigências com capacidade de certificação;
- desenvolvimento de ferramentas de cálculo automático para alvenarias resistentes.

Bibliografia

[1] LNEC – *Segurança de edifícios de pequeno porte de alvenaria confinada em relação à acção dos sismos. Regras práticas*. LNEC, Lisboa, 1990.

[2] SOUSA, HIPÒLITO – *Confined masonry and concrete frame buildings structures. A cost comparison*. Proc. Of the IAHS World Congress on Housing – Innovative housing practices, Pergamon Press, Porto, 1989.

[3] SOUSA, HIPÓLITO; ABRANTES, VITOR – *Reflexão sobre a evolução dos materiais e tecnologias de realização de alvenarias exteriores de edifícios*. Materiais de construção, inovação e qualidade. Comunicações ao encontro materiais de construção. ISMAG, Lisboa, 1997.

[4] SOUSA, HIPÓLITO – *Materias para alvenaria – Apreciação de algumas produções e sugestões visando a melhoria da sua qualidade*. Tese de Mestrado, FEUP, Porto, 1988.

[5] VILLEGAS, LUIS – *Las estructuras de fábrica actuales – Situación Internacional y nacional. Bibliografía*. Publicaciones GTED, Santander, 1995.

[6] CEN – EUROCODE 6 – *Design of masonry structures – Part 1-1: General rules for buildings – Rules for reinforced and unreinforced masonry*. CEN, ENV 1996-1-1, 1995.

[7] DELMOTE, P.; LUGEZ, J.; MERLET J. – *Résistance des maçonneries sous charges verticales – Proposition d'un modèle simplifié de calcul*. Cahires du CSTB, Paris, 1992.

[8] SOUSA, HIPÓLITO – *Melhoria do comportamento térmico e mecânico das alvenarias por actuação na geometria dos elementos – Aplicação a blocos de betão de argila expandida*. Tese de Doutoramento, FEUP, Porto, 1996.

[9] CENTRE SCIENTIFIQUE ET TECHNIQUE DE LA CONSTRUCTION – *Les procedes de traitement des maçonneries contre l'humidite ascensionelle*. Bruxelles, 1985.

[10] DOCUMENT TECHNIQUE UNIFIÉ N° 20.1 – *Parois et murs en maçonnerie de pétits éléments – Cahier des clauses techniques*. CSTB, Paris, 1985.

[11] HIPÓLITO, SOUSA; CARVALHO, FERNANDA – *Materiais nacionais para alvenaria: sugestões para uma melhoria da sua qualidade*. Revista Materiais de construção, n° 27, ano VII, APCMC, 1990.

[12] SEGURADO, JOÃO – *Alvenaria e cantaria*. Biblioteca de Instrução Profissional, Lisboa, 1947.

[13] GUERRA, FRANKLIN – História da engenharia em Portugal. Porto, 1995.

[14] PINHO, FERNANDO – *Sistematização do estudo sobre paredes de edifícios antigos – Análise de casos*. Tese de Mestrado, IST, Lisboa, 1995.

[15] LENTZ, J. – *Manual prático da alvenaria e do betão armado*. Trad. J. PESTANA, CETOP, Mem Martins, 1982.

[16] LEITÃO, LUÍS – *Curso elementar de construções*. Escola Central da Arma de Engenharia, Estado Maior do Exército, 1896.

[17] PIRES, F. – *Influência das paredes de alvenaria no comportamento de estruturas de betão armado sujeitas às acções horizontais*. Tese. LNEC, Lisboa, 1990.

[18] LNEC – *2º Encontro sobre conservação e reabilitação de edifícios*. LNEC, Lisboa, 1994.

[19] SANTOS, S. POMPEU – *O comportamento da alvenaria estrutural e a normalização europeia – Contribuição para o estudo das alvenarias em Portugal*. LNEC, Lisboa, 1994.

[20] VÁRIOS – *Masonry: past and present*. Symposium presented at the seventy-seven anual meeting ASTM, Washington, 1974.

[21] COWAN, HENRY – *A history of mansonry and concrete domes in building construction*. Building and environment, Pergamon Press, Great Britain, 1977.

[22] RITCHIE, T. – *Brick wall constructions of old houses in Ottawa*. Division of building research, National research Council, Ottawa, 1963.

[23] CEN – *Specification for mortar masonry – Part 1: Rendering and plastering mortar with inorganic binding agents*. CEN, prEN998-1, 1993.

[24] CEN – *Specification for mortar masonry – Part 2: Masonry mortar*. CEN, prENV998-2, 1993.

[25] CARVALHO, F.; LUCAS, J. – *Desenvolvimento de novos blocos para alvenaria*. Relatório, LNEC, Lisboa, 1989.

[26] CARVALHO, E. CANSADO; OLIVEIRA, CARLOS – *Construção anti-sísmica. Edifícios de pequeno porte*. LNEC, Lisboa, 1985.

[27] OLIVIER, EMILE – *Les maçonneries. Technologie des méthodes de construction – Tome II*. Technique et documentation – Lavoisier, Paris, 1990.

[28] CASCIO, STEFANO – *Verifica di strutture murarie com setti inclinati*. Dario Flaccovio Editore, Palermo, 1997.

[29] LNEC – *Paredes de edifícios*. LNEC, Lisboa, 1983.

[30] CEN – EUROCODE 8 – *Design provisions for earthquake resistance of structures – Part 1-1: General rules – Seismic actions and general requirements for structures*. CEN, ENV 1998-1-1, 1994.

[31] CEN – EUROCODE 8 – *Design provisions for earthquake resistance of structures – Part 1-2: General rules – General rules for buildings*. CEN, ENV 1998-1-2, 1994.

[32] CEN – EUROCODE 8 – *Design provisions for earthquake resistance of structures – Part 1-3: General rules – Specific rules for various materials and elements.* CEN, ENV 1998-1-3, 1995.

[33] APPLETON, JOÃO – *Edifícios antigos. Contribuição para o estudo do seu comportamento e das acções de reabilitação a empreender.* LNEC, Lisboa, 1991.

[34] SOUSA, HIPÓLITO; CARVALHO, FERNANDA; ABRANTES, VITOR – *Rain watertightness of single-leaf and cavity walls.* Proceedings – International symposium of moisture problems in building walls, Porto, 1985.

[35] LIJDENS, ADRIANA – *Estudio de las posibilidades de utilizacion de estructuras de fabrica simple en edificios de altura segun diferentes nornas.* Tesina de Magister. Universidad de Cantabria, Santander, 1993.

[36] CEN – EUROCODE 1 – *Basis of design and actions on structures.* CEN, ENV 1991-1-1, 1994.

[37] RIGHETI, G.; PARI, L. – *L' edificio in muratura.* Poroton, Edizione Lambda, Pádua, 1993.

[38] BRITISH STANDARD INSTITUTION – *BS 5628 – Part 1 – Code of practice for structural use of masonry. Unreinforced masonry.* BSI, London, 1978.

[39] PORTUGAL – *Regime regulamentar de obras particulares.* Edital de 29/01/1929.

[40] LNEC – *Construção anti-sísmica. Edifícios de pequeno porte.* LNEC, Lisboa, 1982.

[41] FINTEL, MARK – *Handbook of concrete enginnering.* Van Nostrand Reinhold Company, 1974.

[42] CT115 – EUROCÓDIGO 6 – DOCUMENTO NACIONAL DE APLICAÇÃO – *Projectos de estruturas de alvenaria. Parte 1-1 – Regras gerais e regras específicas para edifícios.* Versão provisória para aprovação pela CT115, Lisboa, 1998.

[43] CEN – EUROCODE 6 – *Design of masonry structures – Part 3: Simplified calculation methods and simple rules for masonry structures.* CEN, pr ENV 1996-3, 1996.

[44] CEN – EUROCODE 6 – *Design of masonry structures – Part 1-3: General rules for buildings – Detailed rules on lateral loading.* CEN, prENV 1996-1-3, 1997.

[45] APICC – *Directório de cerâmica estrutural 1996/1997.* APICC, Coimbra, 1997.

[46] INSTITUTO NACIONAL DE ESTATÍSTICA – *I Recenseamento da habitação*, INE, Lisboa, 1970.

[47] INSTITUTO NACIONAL DE ESTATÍSTICA – *II Recenseamento geral da habitação*, INE, Lisboa, 1981.

[48] INSTITUTO NACIONAL DE ESTATÍSTICA – *III Recenseamento geral da habitação. Censos 91*. INE, Lisboa, 1991.

[49] SERVICE CENTRAL DE LA STATISTIQUE ET DES ÉTUDES ÉCONOMIQUES. Luxembourg.

[50] ISTITUTO CENTRALE DI STATISTICA – *Statistiche dell' attività edilizia*. Roma.

[51] MATTONE, R. – *Il ruolo del laterizio nell' edilizia del nostro tempo*. Edizione Luigi Parma, Bologna, 1987.

[52] TUBI, N. – *La realizzazione di murature in laterizio*. Andil, Roma, 1986.

[53] DIAS, ANTÓNIO; SOUSA, HIPÓLITO; LUCAS, J. CARVALHO – *Estudo do redesenho do tijolo*. APICC, Coimbra, 1993.

[54] LUCAS, DARLINDO; MOURA, GONÇALO; ALMEIDA, JOAQUIM – *Estudo comparativo de materiais de construção*. APICC, Coimbra, 1993.

[55] PORTUGAL. Leis, decretos, etc. – *Regulamento das características de comportamento térmico dos edifícios*. Decreto-Lei nº 40/90 de 06 de Fevereiro de 1990.

[56] PORTUGAL. Leis, decretos, etc. – *Regulamento geral sobre o ruído*. Decreto-Lei nº251/87 de 24 de Junho de 1987.

[57] PORTUGAL. Leis, decretos, etc. – *Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado*. Decreto-Lei nº 349/83 de 30 de Julho de 1983.

[58] PORTUGAL. Leis, decretos, etc. – *Regulamento de segurança e acções para estruturas de edifícios e pontes*. Decreto-Lei nº 235/83 de 31 de Maio de 1983.

[59] PORTUGAL. Leis, decretos, etc. – *Regulamento de segurança das construções contra os sismos*. Decreto-Lei nº 41658 de 31 de Maio de 1958.

[60] CML – *Manual do bombeiro sapador, volume I. Noções técnicas elementares*. Câmara Municipal de Lisboa, 1974.

[61] PORTUGAL. Leis, decretos, etc. – *Regulamento geral das edificações urbanas*. Decreto-Lei nº 38382 de 07 de Agosto de 1951.

[62] INSPECÇÃO GERAL DE PRODUTOS AGRÍCOLAS E INDUSTRIAIS – NP80 – *Tijolos para alvenaria. Características e ensaios*. IGPAI, Lisboa, 1964.

[63] INSPECÇÃO GERAL DE PRODUTOS AGRÍCOLAS E INDUSTRIAIS – NP834 – *Tijolos de barro vermelho para alvenaria. Formatos*. IGPAI, Lisboa, 1971.

[64] LNEC – *Ensaios de determinação da resistência à compressão de alvenarias de tijolo furado*. Relatório, LNEC, Lisboa, 1986.

[65] LNEC – *Comportamento mecânico das alvenarias. Influência de alguns parâmetros nas suas resistências à compressão e ao corte*. Tese, LNEC, 1990.

[66] TRIGO, J. – *Regulamentação e normalização da construção de alvenaria. Planeamento de estudos*. Relatório, LNEC, Lisboa, 1985.

[67] CT115 – EUROCÓDIGO 8 – DOCUMENTO NACIONAL DE APLICAÇÃO – *Disposições para projecto de estruturas sismo-resistentes. Parte 1-1 – Regras gerais – Acções sísmicas e requisitos gerais para as estruturas*. Versão provisória para aprovação pela CT115, Lisboa, 1998.

[68] CT115 – EUROCÓDIGO 8 – DOCUMENTO NACIONAL DE APLICAÇÃO – *Disposições para projecto de estruturas sismo-resistentes. Parte 1-2 – Regras gerais – Regras gerais para edifícios*. Versão provisória para aprovação pela CT115, Lisboa, 1998.

[69] CT115 – EUROCÓDIGO 8 – DOCUMENTO NACIONAL DE APLICAÇÃO – *Disposições para projecto de estruturas sismo-resistentes. Parte 1-3 – Regras gerais – Regras específicas para vários materiais e elementos*. Versão provisória para aprovação pela CT115, Lisboa, 1998.

[70] SANTOS, S. POMPEU – *Portuguese comments on EC6 – Design of masonry structures (Doc. N59, 1994)*. LNEC, Lisboa, 1994.

[71] SANTOS, S. POMPEU – *Calculation of the compressive strength of masonry*. Proc. Of the 31th Meeting of the CIB W23 – Wall structures, Ljubljana, 1994.

[72] HENDRY, A. – *Structural brickwork*. The Macmillan Press, Ltd., London, 1981.

[73] PORTUGAL. Leis, decretos, etc. – *Regulamento de segurança contra incêndio*. Decreto-Lei nº 64/90 de 21 de Fevereiro de 1990.

[74] LNEC – *Coeficientes de transmissão térmica de elementos da envolvente dos edifícios*. ITE 28, LNEC, Lisboa, 1990.

[75] SANTOS, C.; PAIVA J. – *Caracterização térmica de paredes de alvenaria*. Relatório. LNEC, Lisboa, 1987.

[76] ABRAMS DANIEL – *A set of classnotes for a course in masonry structures*. The Masonry society, Boulder, Colorado, 1991.

[77] CMP – *Casas do Porto. Séc. XIV ao XIX*. Publicações da Câmara Municipal do Porto, Gabinete Histórico da Cidade.

[78] RECKNAGEL; SPRENGER; HONMAN – *Manuel pratique du génie climatique*. PYC Edition.

[79] FARINA, ÂNGELO; POMPOLI, ROBERTO – *Considerazione sui resultati di prove di laboratorio per la misura del potere fonoisolante di divisori e solai in laterizio*. L' industria dei laterizi, nº 15, 1992.

[80] SILVA, P. – *Acústica de edifícios*. Informação técnica de edifícios, LNEC, Lisboa, 1978.

[81] SIGG, P. – *Les produits de terre cuite*. Ed. Septima, Paris.

[82] FONSECA, M. SANTOS – *Curso sobre regras de medição na construção*. LNEC, Lisboa, 1998.

[83] PORTUGAL. Leis, decretos, etc. – *Regulamento de estruturas de aço em edifícios*. Decreto-Lei nº 211/86 de 31 de Julho de 1986.

[85] MINISTÉRIO DA INDÚSTRIA E ENERGIA – *Catálogo das argilas portuguesas utilizadas na indústria cerâmica*. Direcção-Geral de Geologia e Minas, Ministério da Indústria e Energia, 1985.

[86] REI, JOÃO; SOUSA, HIPÓLITO – *Masonry in buildings: past and present*. XXV IAHS World Congress on Housing, Lisbon, 1998.

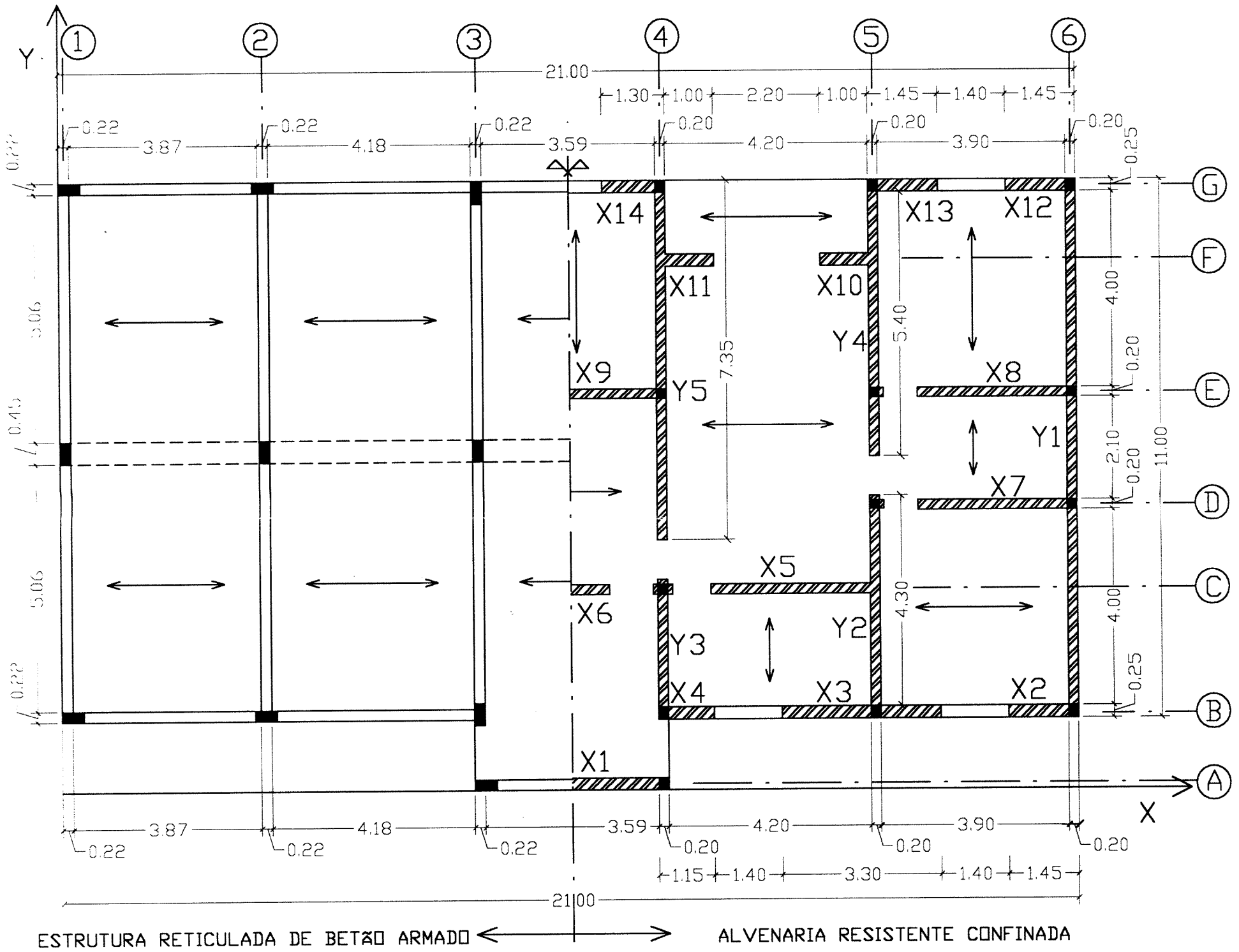
[87] CARVALHO, O. – *Acústica de edifícios*. Disciplina do Curso de Mestrado em Construção de Edifícios – Sumários. FEUP, Porto, 1997.

Anexo I

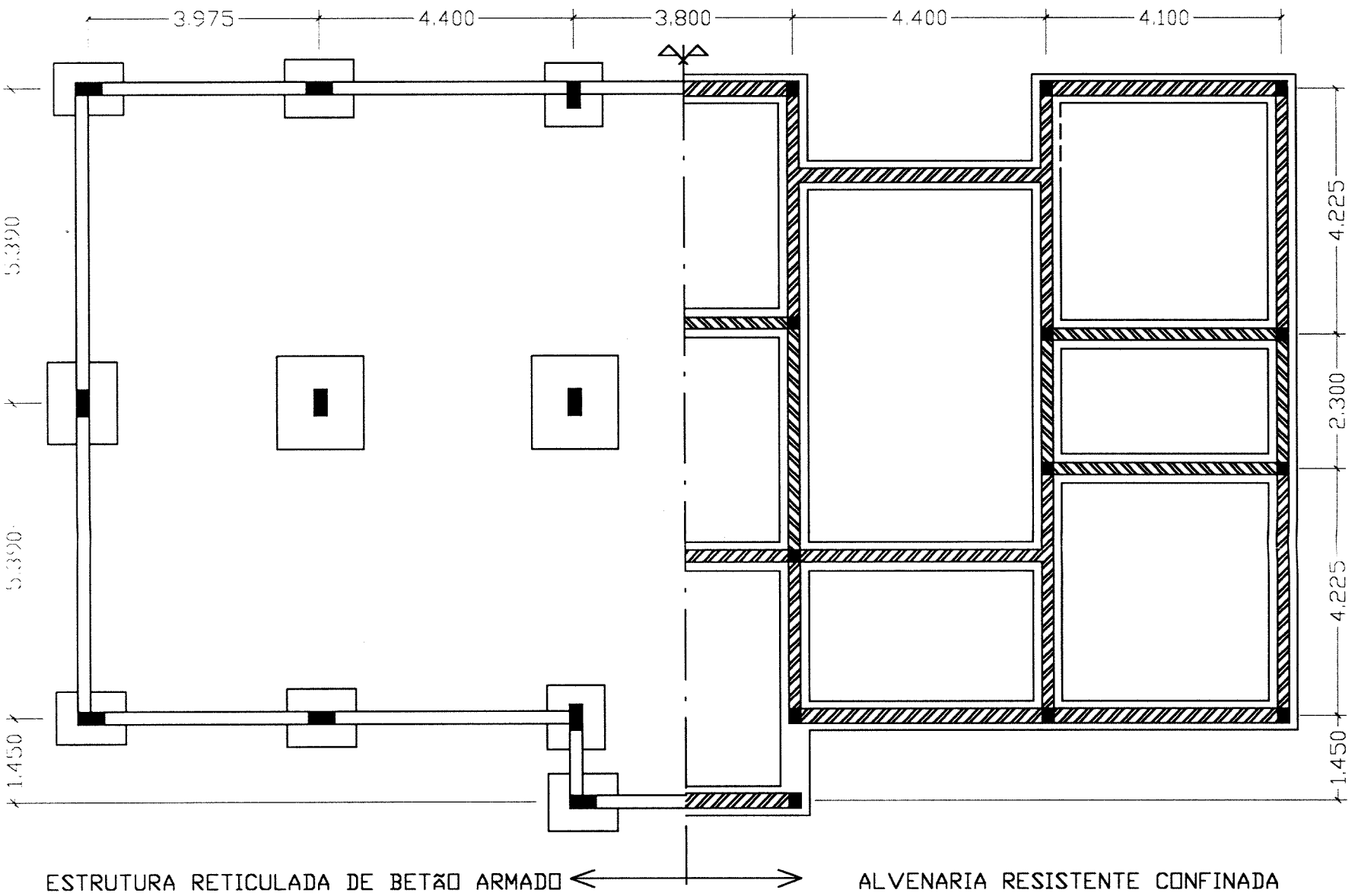
Peças desenhadas e cálculos das soluções em alvenaria resistente

1 Plantas e cortes

1.1 Edifício 1

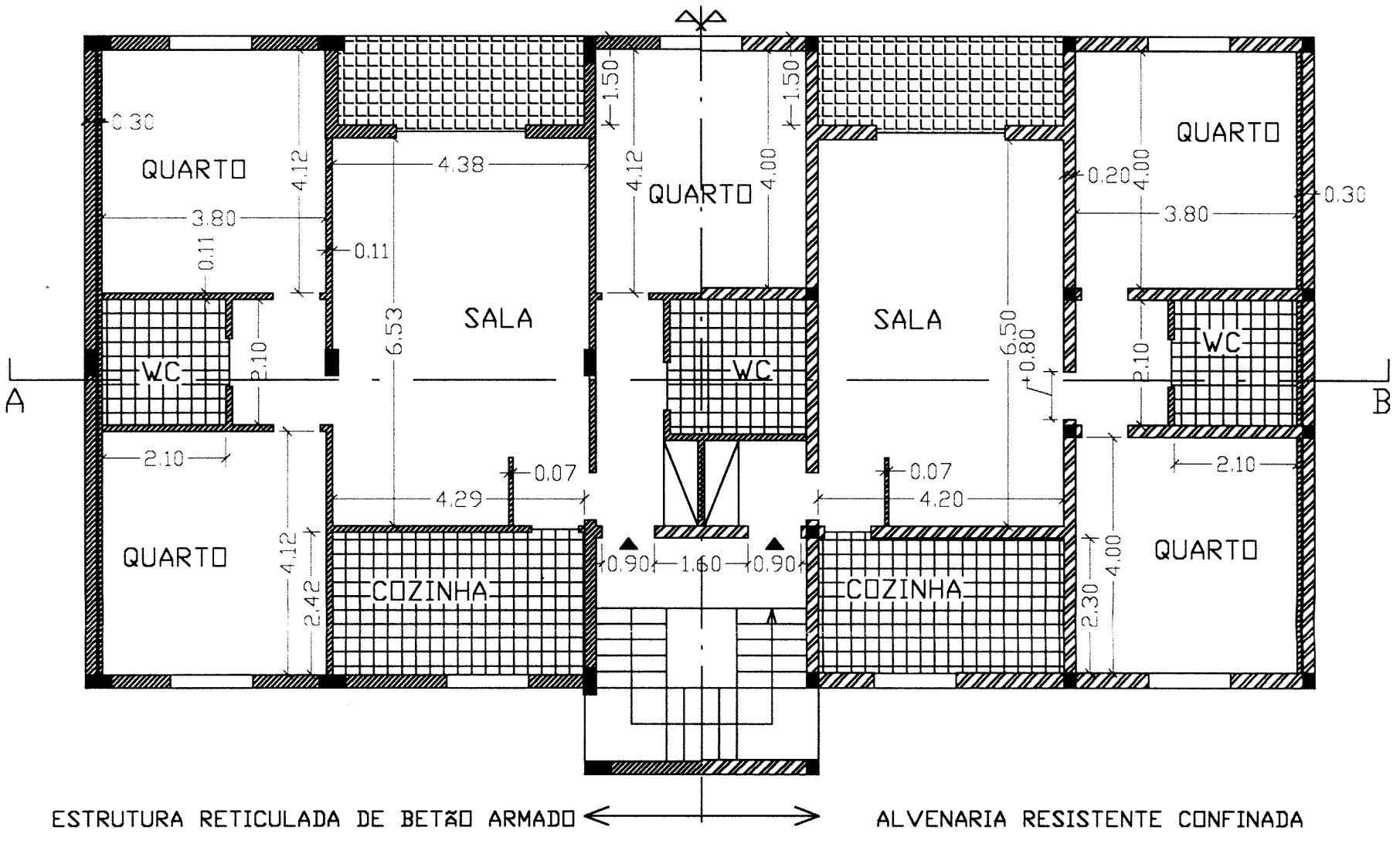


EDIFÍCIO 1	
PLANTA ESTRUTURAL	ESC. 1:100



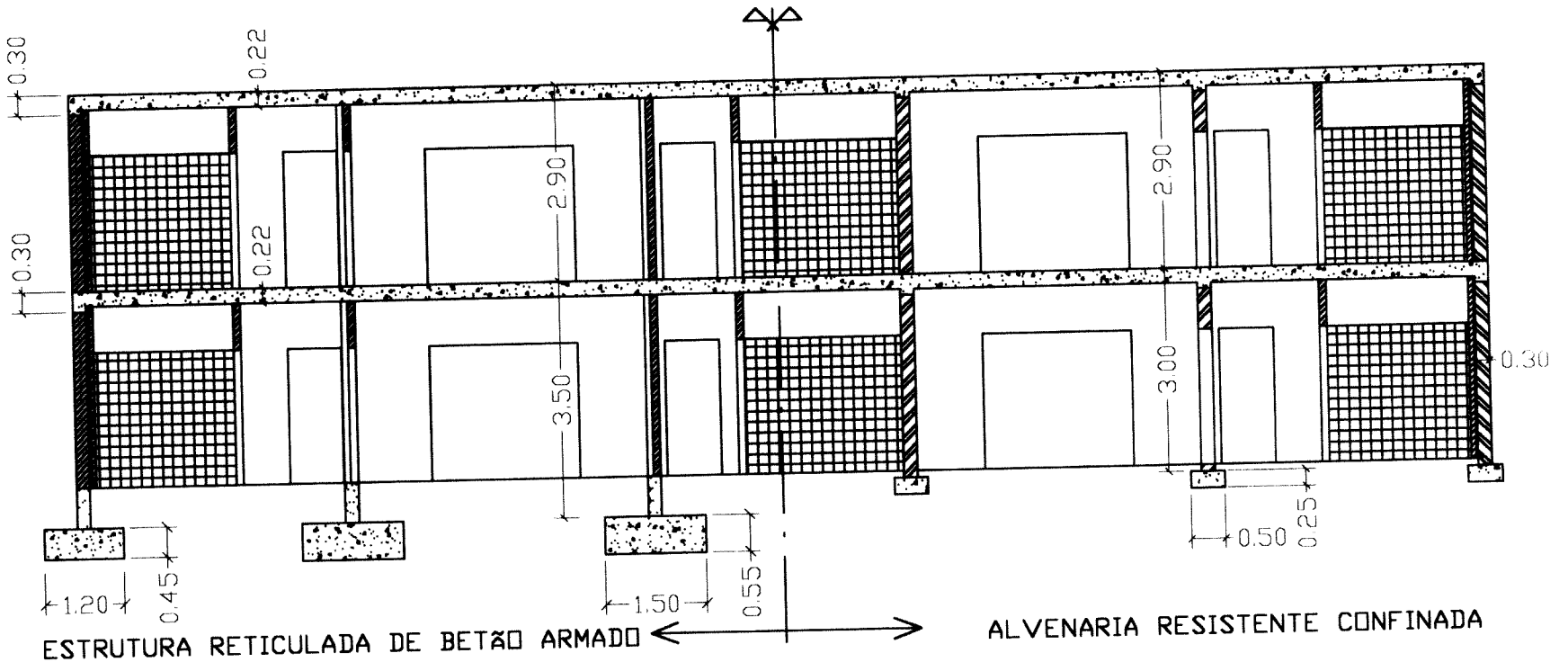
EDIFÍCIO 1

PLANTA DE FUNDAÇÕES	ESC. 1:100



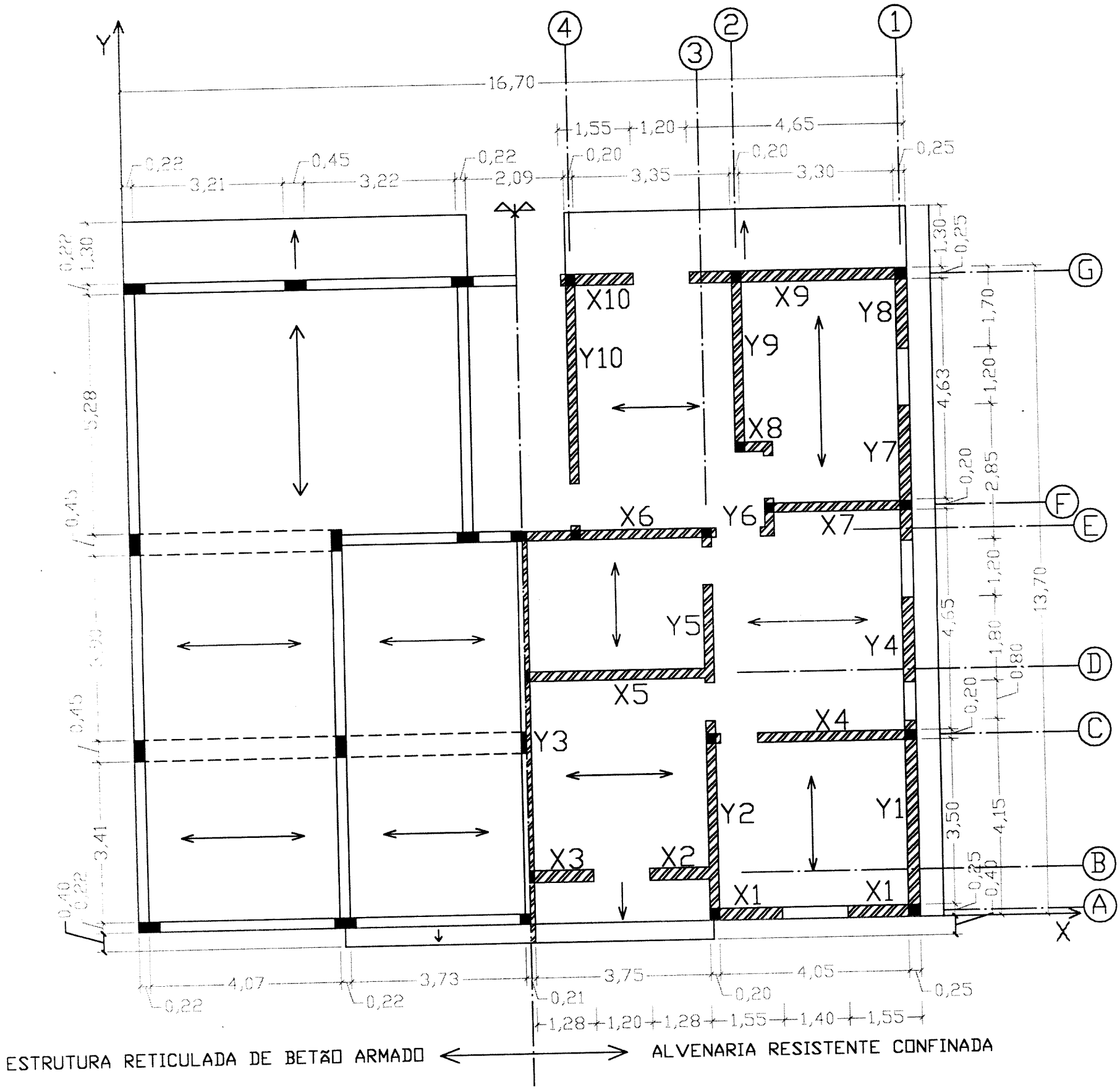
EDIFÍCIO 1

PLANTA DE ARQUITECTURA	ESC. 1:100



EDIFÍCIO 1

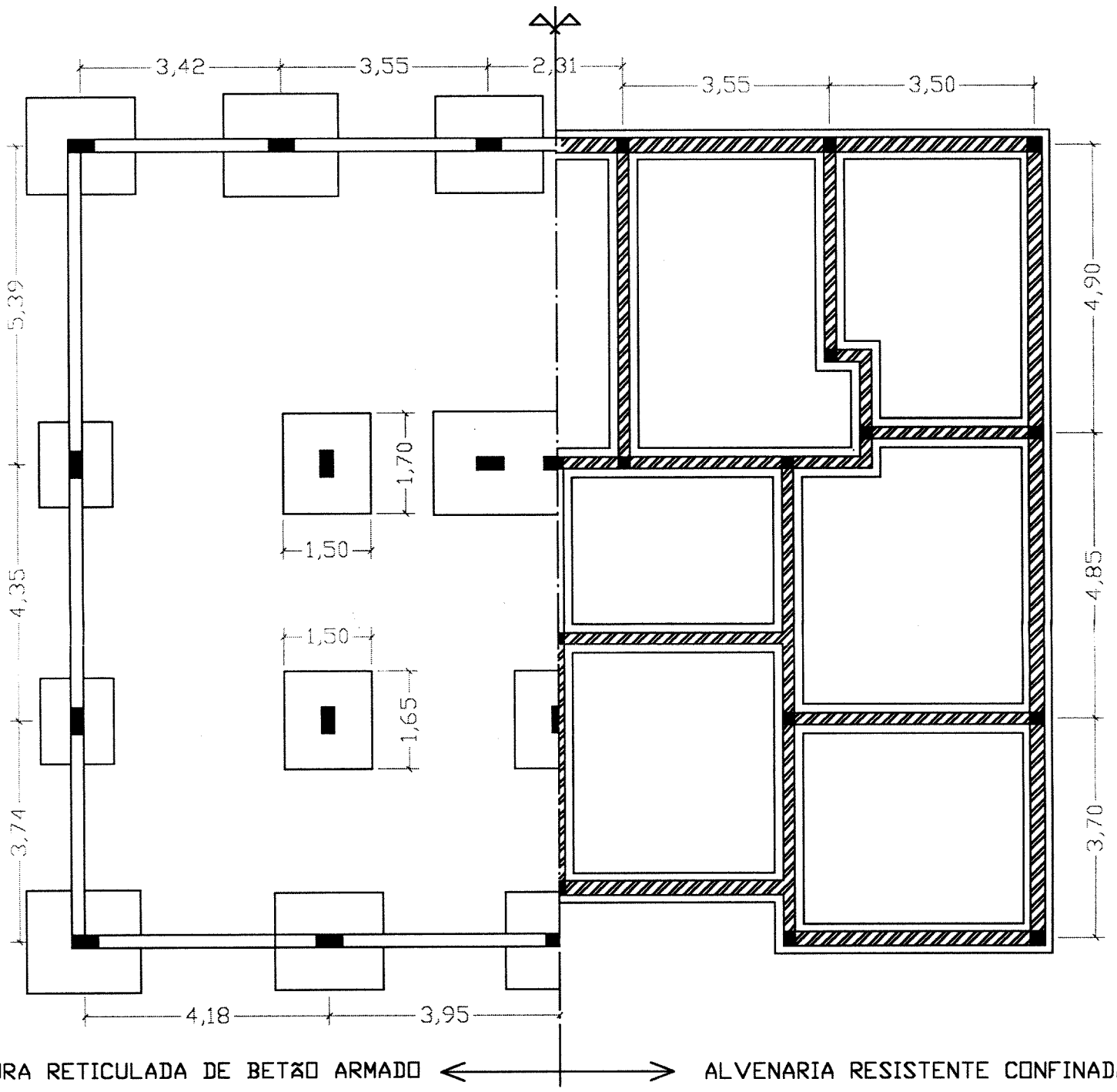
CORTE I/J	ESC. 1:100



EDIFÍCIO 2

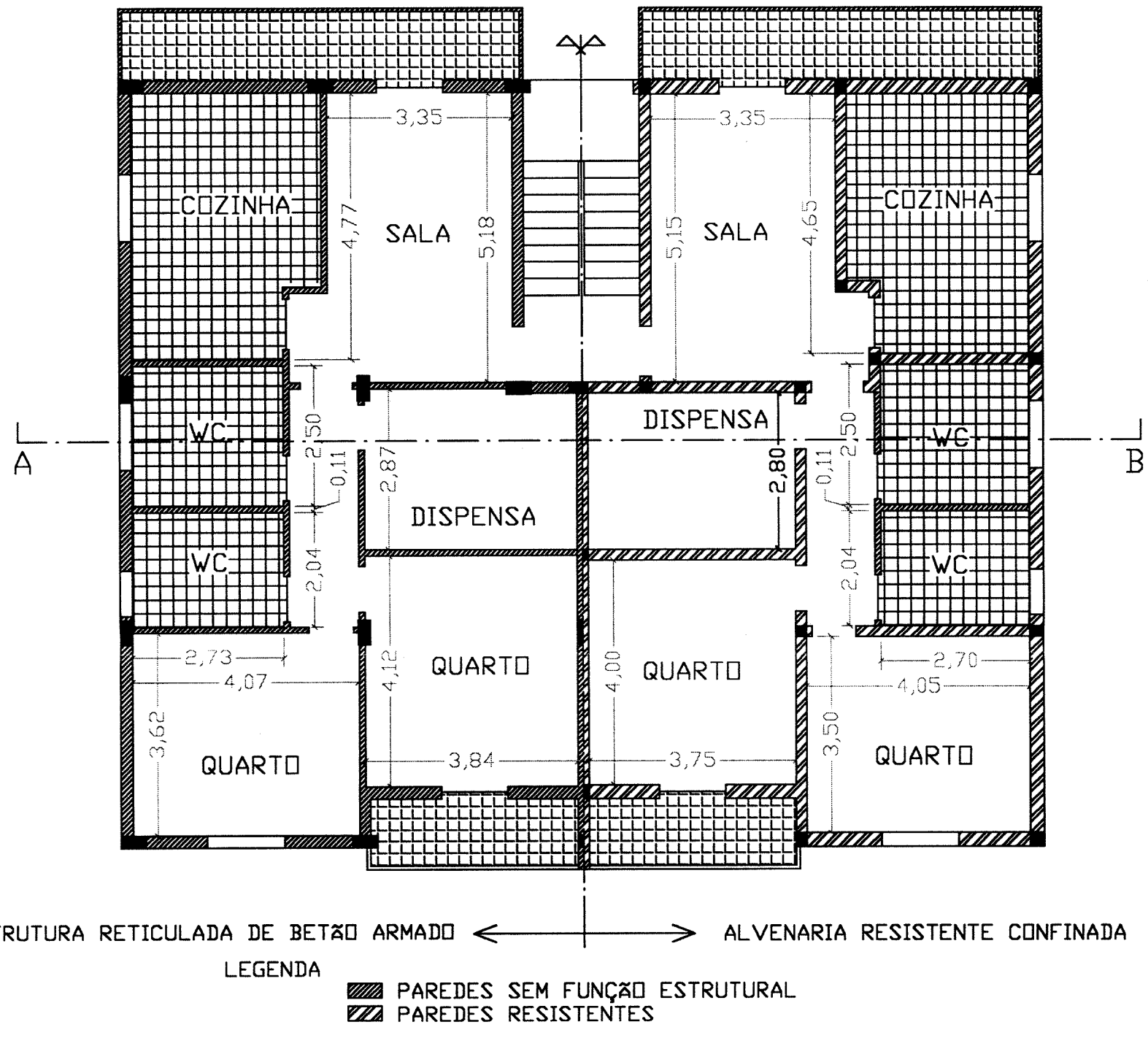
PLANTA ESTRUTURAL	ESC. 1:100

1.2 Edifício 2



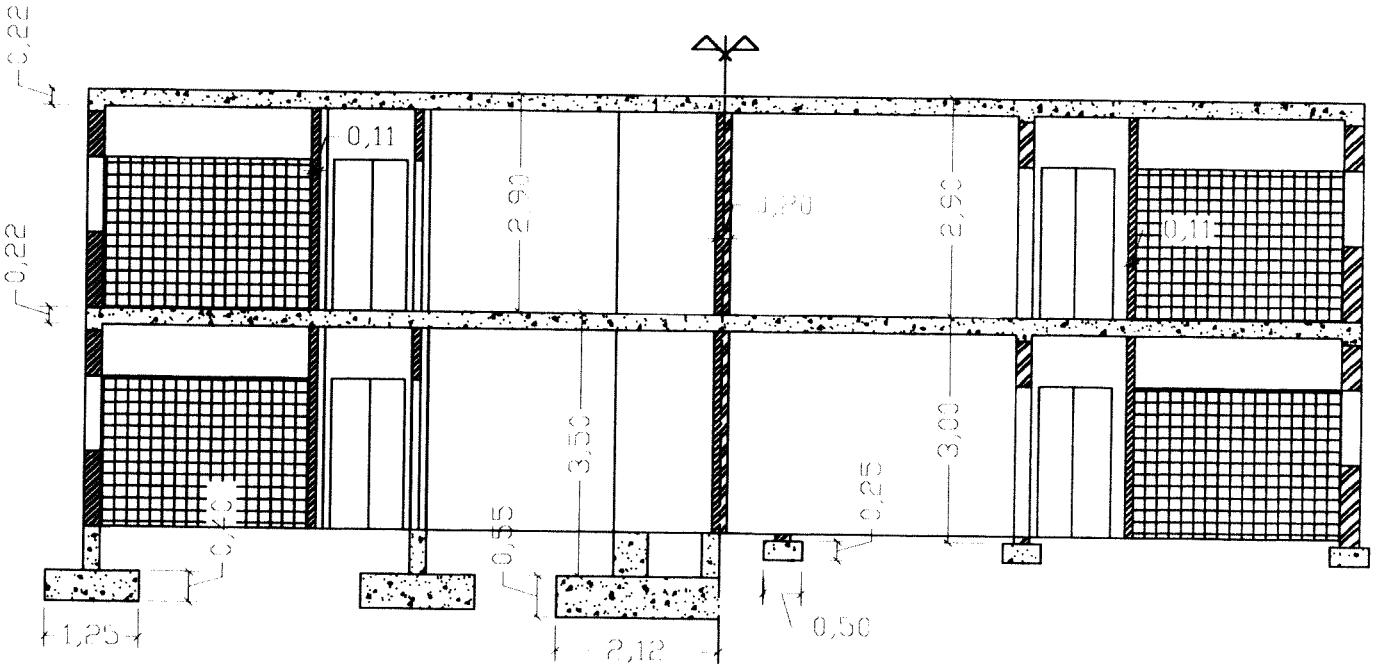
EDIFÍCIO 2

PLANTA DE FUNDAÇÕES	ESC. 1:100



EDIFÍCIO 2

PLANTA DE ARQUITECTURA	ESC. 1:100



ESTRUTURA RETICULADA DE BETÃO ARMADO ⟷ ALVENARIA RESISTENTE CONFINADA

EDIFÍCIO 2

CORTE AB	ESC. 1:100

2 Cálculos das soluções em alvenaria resistente - Edifício 1

2.1 Solução estrutural com paredes resistentes em blocos de betão corrente

2.1.1 Características gerais

2.1.1.1 Alvenaria

Blocos de betão corrente considerados unidades do grupo 2a e argamassa M10:

			Observações
Unidades	Resistência à compressão, f_b (kN/m^2)	5000	Para este tipo de unidades o DNA [42] indica f_k = 2800 kN/m^2. Considerou-se: E = 1000fk G = 0,4E
Alvenaria	Resistência à compressão, f_k (kN/m^2)	2800	
	Módulo de elasticidade, E (kN/m^2)	2,80E+06	
	Módulo de distorção, G (kN/m^2)	1,12E+06	
	Resistência ao corte, f_{vk0} (kN/m^2)	200	
Argamassa	M10 (f_m, kN/m^2)	10000	

2.1.1.2 Acções verticais

	Lajes			
	Piso	Cobertura	Escadas	Varandas
Peso próprio (kN/m^2)	3,25	3,25	7,50	3,25
Revestimentos (kN/m^2)	0,85	1,75	0,85	0,85
Sobrecargas (kN/m^2)	2,00	1,00	2,00	5,00

	Paredes	Observações
Fachada (kN/m^2)	3, 25	(*) Acção transformada em acção uniformemente distríbuida nos pisos de acordo com o artº 15 do RSA [58], no entanto dado o reduzido número destas paredes considerou-se apenas 10% do valor indicado, ou seja 0,16 kN/m^2.
Empena (kN/m^2)	4,25	
Interiores resistentes (kN/m^2)	2,85	
Interiores não resistentes (kN/m^2)(*)	1,55	

2.1.1.3 Paredes

Inércia

$$I = \frac{b^3 \times t}{12} \qquad (6.1)$$

onde: I é o momento de inércia;
b é o comprimento da parede;
t é a espessura da parede

Rigidez considerando deformação por flexão e corte

$$K = \frac{GA}{1,2h\left(1 + \frac{4Gh^2}{1,2Eb^2}\right)} \qquad (6.2)$$

onde: K é rigidez da parede segundo cada uma das direcções;
G é o módulo de distorção;
A é a área da parede;
h é a altura livre da parede;
E é o módulo de elasticidade;
b é o comprimento da parede

Nota: Os valores de K que se apresentam a seguir foram calculados para uma altura, h = 2,68 m.

a) Valores globais segundo X

Parede	Espessura (m)	Comprim. (m)	Área (m^2)	y_g (m)	I_x (m^4)	G (kN/m^2)	K_x (kN/m)	$Kx/\sum Kx$ (%)
X1	0,25	4,00	1,0000	0,125	1,333		217861,4	13,4
2*X2	0,25	1,45	0,7250	1,575	0,127		45453,7	2,8
2*X3	0,25	3,30	1,6500	1,575	1,497		305752,1	18,8
2*X4	0,25	1,15	0,5750	1,575	0,063		24298,4	1,5
2*X5	0,20	3,50	1,4000	4,100	1,429		273641,1	16,8
X6	0,20	1,60	0,3200	4,100	0,137		23507,0	1,4
2*X7	0,20	3,20	1,2800	5,800	0,546		230347,9	14,2
2*X8	0,20	3,20	1,2800	8,100	1,092		230347,9	14,2
X9	0,20	3,00	0,6000	8,100	0,450	1,12E+06	101235,1	6,2
2*X10	0,25	1,20	0,6000	10,825	0,072		27313,1	1,7
2*X11	0,25	1,20	0,6000	10,825	0,072		27313,1	1,7
2*X12	0,25	1,45	0,7250	12,325	0,127		45453,7	2,8
2*X13	0,25	1,45	0,7250	12,325	0,127		45453,7	2,8
2*X14	0,25	1,20	0,6000	12,325	0,072		27313,1	1,7
		Totais	12,08	——	7,145	——	1625291,2	100,0

Nota: A área de parede na direcção X representa 5% do valor da área do piso, valor superior ao mínimo exigido pelo DNA[69] para qualquer das zonas sísmicas.

b) Valores globais segundo Y

Parede	Espessura (m)	Comprim. (m)	Área (m^2)	x_g (m)	I_y (m^4)	G (kN/m^2)	K_y (kN/m)	$Ky/\sum Ky$ (%)
2*Y1	0,20	11,00	4,4000	10,500	44,367		1419956,0	40,4
2*Y2	0,20	4,55	1,8200	10,500	3,140		433365,3	12,3
2*Y3	0,20	2,85	1,1400	10,500	0,772	1,12E+06	182199,4	5,2
2*Y4	0,20	5,65	2,2600	10,500	6,012		605437,5	17,2
2*Y5	0,20	7,35	2,9400	10,500	13,236		869708,0	24,8
		Totais	12,56	——	67,526	——	3510666,3	100,0

Nota: A área de parede na direcção Y representa 5% do valor da área do piso, valor superior ao mínimo exigido pelo DNA [69] para qualquer das zonas sísmicas.

2.1.1.4 Centro de massa e de rigidez

a) Centro de massa

$$x_G = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} \qquad (6.3)$$

$$y_G = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i} \qquad (6.4)$$

onde: (X_G, Y_G) são as coordenadas do centro de massa;
m_i é a massa associada à laje ou ao alinhamento i;
x_i é a distância entre o centro de gravidade do elemento i e o eixo dos yy;
y_i é a distância entre o cento de gravidade do elemento i e o eixo dos xx;
m é a massa do piso

Cobertura

Cobertura	Dimensões (m^2)	Acções (kN/m^2)		m_i (kN)	y_i (m)	$m_i y_i$ (kNm)	Σm_i (kN)	y_G (m)
Laje	231,00	Peso próp.	3,25	750,75	6,95	5217,71	1184,00	6,80
		Revest.	1,75	404,25		2809,54		
	5,80	Peso próp.	3,25	18,85	0,725	13,67		
		Revest.	1,75	10,15		7,36		
Nota - A grandeza m_i não é uma massa, mas um peso.								

Pisos

Pisos		Dimensões (m^2)	Acções (kN/m^2)		m_i (kN)	y_i (m)	$m_i y_i$ (kNm)	y_G (m)
Laje		18,75	Peso próp.	3,25	60,94	11,700	712,97	6,60
			Divisórias	0,16	3,00		35,10	
			Sobrec.	2,00	15,00		175,50	
			Revest.	0,85	15,94		186,47	
		12,60	Peso próp.	3,25	40,95	11,700	479,12	
			Divisórias	0,16	2,02		23,59	
			Sobrec.	5,00	25,20		294,84	
			Revest.	0,85	10,71		125,31	
		136,50	Peso próp.	3,25	443,63	7,300	3238,46	
			Divisórias	0,16	21,84		159,43	
			Sobrec.	2,00	109,20		797,16	
			Revest.	0,85	116,03		846,98	
		43,50	Peso próp.	3,25	141,38	2,700	381,71	
			Divisórias	0,16	6,96		18,79	
			Sobrec.	2,00	34,80		93,96	
			Revest.	0,85	36,98		99,83	
		13,50	Peso próp.	7,50	101,25	2,125	215,16	
			Sobrec.	2,00	10,80		22,95	
			Revest.	0,85	11,48		24,38	
Paredes	Alinham. A	10,72	3,25		34,84	0,125	4,36	
	Alinham. B	46,63	3,25		151,55	1,575	238,69	
	Alinham. C	34,30	2,85		97,76	4,100	400,80	
	Alinham. D	21,98	2,85		62,64	5,800	363,33	
	Alinham. E	33,79	2,85		96,30	8,100	780,04	
	Alinham. F	24,66	3,25		80,15	10,825	867,57	
	Alinham. G	33,79	3,25		109,82	12,325	1353,50	
	Alinham. 1	29,48	4,25		125,29	6,950	870,77	
	Alinham. 2	29,48	2,85		84,02	6,950	583,93	
	Alinham. 3	29,48	2,85		84,02	6,950	583,93	
	Alinham. 4	29,48	2,85		84,02	6,950	583,93	
	Alinham. 5	29,48	2,85		84,02	6,950	583,93	
	Alinham. 6	29,48	4,25		125,29	6,950	870,77	
						Σm_i (kNm)	2427,78	

Notas - Considerou-se além das cargas permanentes, 40% da sobrecarga de utililização, como valor quase permanente.
A grandeza m_i não é uma massa mas um peso.

Síntese

Como o edifício é simétrico na direcção X, x_G = 10,50 m.

	x_G (m)	y_G (m)
Cobertura	10,50	6,80
Restantes pisos	10,50	6,60

b) Centro de rigidez

$$x_R = \frac{\sum k_{yi} \cdot x_i}{\sum k_{yi}} \tag{6.5}$$

$$y_R = \frac{\sum k_{xi} \cdot y_i}{\sum k_{xi}} \tag{6.6}$$

onde: (X_R, Y_R) são as coordenadas do centro de rigidez;
K_{xi} é a rigidez do elemento i na direcção x;
K_{yi} é a rigidez do elemento i na direcção y;
x_i é a distância entre o centro de rigidez do elemento i e o eixo dos yy;
y_i é a distância entre o cento de rigidez do elemento i e o eixo dos xx

Parede	k_{xi} (kN/m)	y_i (m)	$k_{xi}y_i$ (kN)	Σk_{xi} (kN/m)	y_R (m)
X1	217861,4	0,125	27232,7		
X2	45453,7	1,575	71589,6		
X3	305752,1	1,575	481559,6		
X4	24298,4	1,575	38270,0		
X5	273641,1	4,100	1121928,6		
X6	23507,0	4,100	96378,7		
X7	230347,9	5,800	1336017,7		
X8	230347,9	8,100	1865817,9	1625291,2	4,87
X9	101235,1	8,100	820004,2		
X10	27313,1	10,825	295664,2		
X11	27313,1	10,825	295664,2		
X12	45453,7	12,325	560216,7		
X13	45453,7	12,325	560216,7		
X14	27313,1	12,325	336633,8		

x_R (m)	y_R (m)
10,50	4,87

2.1.2 Acções e combinações

2.1.2.1 Estado limite último

a) Acção de base sismo

De acordo com o EC1 [36] a combinação de acção de base sismo é dada por:

$$\sum_{j\geq 1} G_{kj} + \gamma_I A_{Ed} + \sum_{i\geq 1} \psi_{2i} Q_{ki} \tag{6.7}$$

onde: G_{kj} é o valor característico da acção permanente j;
γ_I é o factor de importância;
A_{Ed} é o valor de dimensionamento da acção sísmica para o período de retorno de referência;
ψ_{2i} é o coeficiente de combinação para o valor quase permanente da acção variável i;
Q_{ki} é o valor característico da acção variável i

Acção dos sismos

Quantificação de acções

Acções permanentes

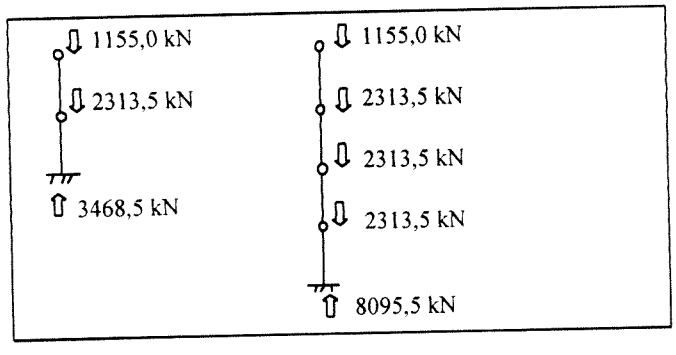
Acções permanentes, G_{kj}		Quantificação	Área ou comprimento	Total (kN)	G_{kj} (kN)
Cobertura	Laje	5,00 kN/m^2	231,00 m^2	1155,0	1155,0
Pisos	Laje	4,10 kN/m^2	216,60 m^2	888,1	2218,4
	Escadas	7,50 kN/m^2	14,40 m^2	108,0	
	Paredes de fachada	8,71 kN/m	42,00 m	365,8	
	Par. de empena	11,39 kN/m	22,00 m	250,6	
	Par. int. resistentes	7,64 kN/m	74,80 m	571,3	
	Par. divisórias	0,16 kN/m^2	216,60 m^2	34,7	

Acções variáveis

Acções variáveis	ψ_{2i}	S_c (kN/m^2)	Área (m^2)	$\psi_{2i}Q_{ki}$ (kN)	Totais (kN)
Cobertura	0,0	1,00	231,0	0,0	0,0
Pisos	0,2	5,00	8,4	8,4	95,0
		2,00	216,6	86,6	

Totais

N_{sd} totais	Cobertura	Piso
Gkj (kN)	1155,0	2218,4
$y_{2i}Q_{ki}$ (kN)	0,0	95,0
N_{Sd} (kN)	1155,0	2313,5



Período fundamental do Edifício

Expressão simplificada: $$T_1 = C_t h^{(3/4)} \qquad (6.8)$$

onde: T_1 é o período fundamental do edifício;
C_t é uma constante que toma o valor de 0,050 no caso de estruturas de alvenaria resistente;
h é a altura do edifício

Considerando solo tipo B

N° pisos	C_t	Altura (m)	T_1 (s)	Notas
2	0,05	5,90	0,19	$T_1 < 2,0$ s e $T_1 < 4*T_C = 1,4$ s, A. S. tipo 1
4		11,70	0,32	$T_1 < 2,0$ s e $T_1 < 4*T_C = 3,6$ s, A. S. tipo 2

Cálculo de $S_d(T)$

Para $0 < T < T_B$

$$S_d(T) = \alpha \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{\beta_0}{q} - 1\right)\right] \quad (6.9)$$

Para $T_B < T < T_C$:

$$S_d(T) = a \cdot S \cdot \frac{\beta_0}{q} \quad (6.10)$$

onde: $S_d(T)$ é a ordenada do espectro de dimensionamento, que é normalizada por g;
α é a relação entre a aceleração do solo de dimensionamento a_g e a aceleração da gravidade g ($\alpha = a_g/g$);
S é o parametro do solo;
T é o período de vibração de um sistema linear de um grau de liberdade;
T_B e T_C são os limites do intervalo cuja aceleração espectral é constante;
β_0 é o factor de amplificação da aceleração espectral para 5% de coeficiente de amortecimento;
q é o factor de comportamento

Acção sísmica (A. S.)	Tipo 1	Tipo 2
Período (s)	T_B T T_C	T_B T T_C
Zona A	0,12 < 0,19 < 0,35	0,25 > 0,19 < 0,90
Zona D	0,12 < 0,32 < 0,90	0,25 < 0,32 < 0,90

Zona	A. S.	Acel. (m/s^2)	α	s	β_0	q	$S_d(T)$
A	1	2,7	0,276	1,0	2,5	2	0,3444
	2	1,6	0,163	1,1			0,2137
D	1	0,8	0,082	1,0			0,1020
	2	0,5	0,051	1,1			0,0702

Força de corte basal

$$F_b = S_d(T) \times W \quad (6.11)$$

onde: F_b é a força sísmica de corte basal;
$S_d(T)$ é a ordenada do espectro de dimensionamento, que é normalizada por g;
W é a peso total do edifício

Zonas	A. S.	$S_d(T)$	N° pisos	W (kN)	F_b (kN)
A	1	0,3444	2	3468,5	1194,5
	2	0,2137			741,3
D	1	0,1020	4	8095,5	826,1
	2	0,0702			567,9

Distribuição da acção dos sismos em altura, F_i

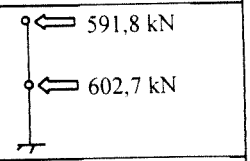
Consideraram-se deslocamentos linearmente espaçados ao longo da altura da parede

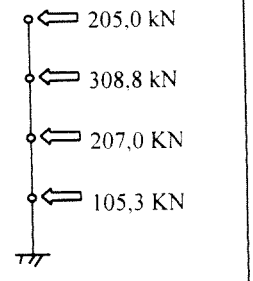
$$F_i = F_b \times \frac{z_i W_i}{\sum z_j W_j} \quad (6.12)$$

onde: F_i é a força horizontal que actua no piso i;
F_b é a força sísmica de corte basal;
z_i, z_j são as alturas das massas m_i e m_j acima do nível da aplicação da força sísmica;

Acção sísmica tipo 1

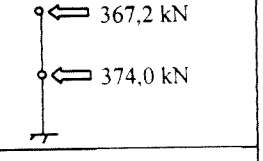
Zona	Nível	F_b (kN)	z_i (m)	W_i (kN)	F_i (kN)
A	Cobertura	1194,5	5,9	1155,0	591,8
			3,0	2313,5	
	Piso		3,0	2313,5	602,7
			5,9	1155,0	
D	Cobertura	826,1	11,7	1155,0	205,0
			8,8	2313,5	
			5,9	2313,5	
			3,0	2313,5	
	3° Piso		8,8	2313,5	308,8
			11,7	1155,0	
			5,9	2313,5	
			3,0	2313,5	
	2° Piso		5,9	2313,5	207,0
			11,7	1155,0	
			8,8	2313,5	
			3,0	2313,5	
	1° Piso		3,0	2313,5	105,3
			11,7	1155,0	
			8,8	2313,5	
			5,9	2313,5	

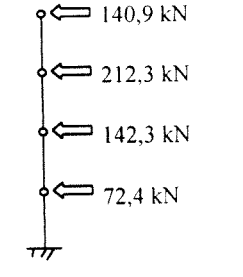




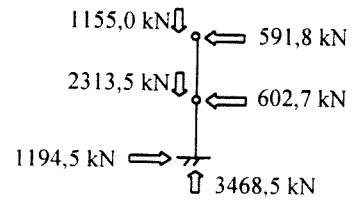
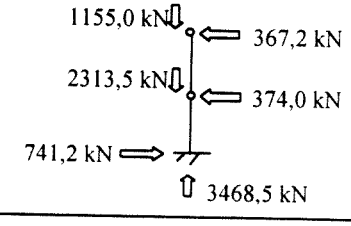
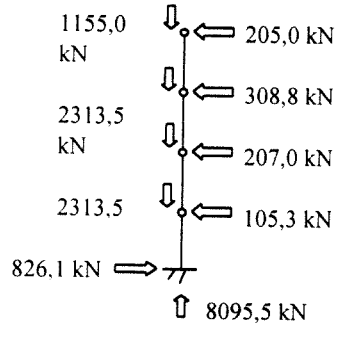
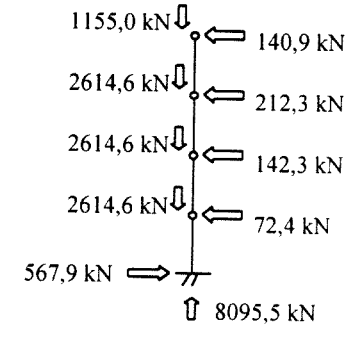
Acção sísmica tipo 2

Zona	Piso/Cob.	F_b (kN)	z_i (m)	W_i (kN)	F_i (kN)
A	Cobertura	741,3	5,9	1155,0	367,2
			3,0	2313,5	
	Piso		3,0	2313,5	374,0
			5,9	1155,0	
D	Cobertura	567,9	11,7	1155,0	140,9
			8,8	2313,5	
			5,9	2313,5	
			3,0	2313,5	
	3° Piso		8,8	2313,5	212,3
			11,7	1155,0	
			5,9	2313,5	
			3,0	2313,5	
	2° Piso		5,9	2313,5	142,3
			11,7	1155,0	
			8,8	2313,5	
			3,0	2313,5	
	1° Piso		3,0	2313,5	72,4
			11,7	1155,0	
			8,8	2313,5	
			5,9	2313,5	





Representação esquemática das forças envolvidas na combinação de acções de base sismo

Zona sism.	Acção sísmica tipo 1	Acção sísmica tipo 2
A		
D		
Nota - Como se observa pelas forças indicadas a acção sísmica tipo 1 é mais gravosa, assim a partir de agora desprezar-se-à a acção sísmica tipo 2 neste exemplo de dimensionamento		

Distribuição das forças sísmicas nos alinhamentos extremos considerando excentricidades

Forças associadas a movimento de translacção, T_i

$$T_i = F_h \times \frac{K_i}{K_j} \qquad (6.13)$$

onde: F_h é a força horizontal de corte aplicada no nível considerado;
K_i é a rigidez da parede i na direcção considerada;
K_j é a rigidez total das paredes na direcção considerada.

A. S.	Zona	Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	F_h (kN)	K_i (kN/m)	K_j (kN/m)	T_i (kN)
I	A	X	A	Cobertura	591,8	217861,4	1625291,2	79,3
				Piso	602,7			80,8
			G	Cobertura	591,8	118220,5		43,0
				Piso	602,7			43,8
		Y	1	Cobertura	591,8	709978,0	3510666,3	119,7
				Piso	602,7			121,9
			2	Cobertura	591,8	519401,4		87,6
				Piso	602,7			89,2
	D	X	A	Cobertura	205,0	217861,4	1625291,2	27,5
				3° Piso	308,8			41,4
				2° Piso	207,0			27,8
				1° Piso	105,3			14,1
			G	Cobertura	205,0	118220,5		14,9
				3° Piso	308,8			22,5
				2° Piso	207,0			15,1
				1° Piso	105,3			7,7
		Y	1	Cobertura	205,0	709978,0	3510666,3	41,5
				3° Piso	308,8			62,4
				2° Piso	207,0			41,9
				1° Piso	105,3			21,3
			2	Cobertura	205,0	519401,4		30,3
				3° Piso	308,8			45,7
				2° Piso	207,0			30,6
				1° Piso	105,3			15,6

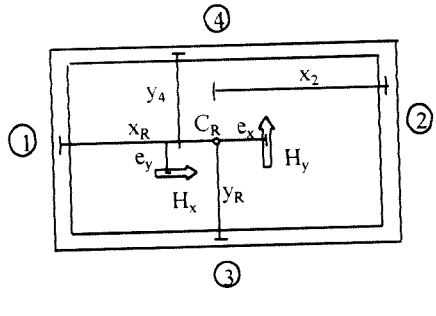
Forças associadas a movimento de rotação, R_i

$$Rx_i = Kx_i \times \frac{(y_i - y_R)}{I_p} \times (F_x \cdot e_y + F_y \cdot e_x) \qquad (6.14)$$

$$Ry_i = K_{yi} \times \frac{(x_i - x_R)}{I_p} \times (F_x \cdot e_y + F_y \cdot e_x) \qquad (6.15)$$

sendo $I_p = \sum Kx_i \times (y_i - y_R)^2 + \sum Ky_i \times (x_i - x_R)^2$

onde: x_i e y_i são as distâncias entre as paredes em consideração e o centro de rigidez, nas direcções X e Y respectivame
x_R e y_R são as coordenadas do centro de rigidez;
e_x e e_y são as excentricidades acidentais, nas direcções X e Y respectivamente;
I_p é o momento polar de inércia;
Kx_i e Ky_i são as rigidezes das paredes i nas direcções X e Y respectivamente



$$R_2 = K_{y2} \cdot \frac{(x_2 - x_R)}{I_p} \cdot (H_x \cdot e_y + H_y \cdot e_x)$$

$$T_4 = H_y \cdot \frac{K_{y4}}{\sum K_{y4}}$$

Direcção	Alinham.	Kxi (kN/m)	y_R (m)	y_i (m)	$y_i - y_R$ (m)	I_p (kNm)
X	A	217861,4	4,87	0,125	4,740	4895016,6
	B	375504,2		1,575	3,290	4064727,2
	C	297148,1		4,100	0,765	173941,2
	D	230347,9		5,800	0,935	201335,5
	E	331583,0		8,100	3,235	3469889,1
	F	54626,2		10,825	5,960	1940347,9
	G	118220,5		13,325	8,460	8461039,4

Total	23206296,8

Direcção	Alinham.	Kyi (kN/m)	x_R (m)	x_i (m)	$x_i - x_R$ (m)	I_p (kNm)
Y	1	709978,0	10,50	0,100	10,400	76791221,9
	2	519401,4		4,200	6,300	20615042,6
	3	525953,7		8,600	1,900	1898692,9
	4	216682,7		12,400	1,900	782224,4
	5	525953,7		16,800	6,300	20875103,3
	6	709978,0		20,900	10,400	76791221,9

Total	197753507,0

ΣI_p (kNm)	220959803,9

Cálculo da excentricidade acidental, e

	X	Y
Constante	0,05	
l (m)	21	12,45
e (m)	1,050	0,623

Accão sísmica tipo 1 na zona A								
Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	F_h (kN)	K_i (kN/m)	d_i (m)	e (m)	I_p (kNm)	R_i (kN)
X	A	Cobertura	591,8	217861,4	4,740	0,623	220959803,9	4,6
		Piso	602,7					4,7
	G	Cobertura	591,8	118220,5	8,460			4,5
		Piso	602,7					4,6
Y	1	Cobertura	591,8	709978,0	10,400	1,050		33,1
		Piso	602,7					33,7
	2	Cobertura	591,8	519401,4	6,300			14,7
		Piso	602,7					14,9

Acção sísmica tipo 1 na zona D								
Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	F_h (kN)	K_i (kN/m)	d_i (m)	e_{ji} (m)	I_p (kNm)	R_i (kN)
X	A	Cobertura	205,0	217861,4	4,740	0,623	220959803,9	1,6
		3º Piso	308,8					2,4
		2º Piso	207,0					1,6
		1º Piso	105,3					0,8
	G	Cobertura	205,0	118220,5	8,460			1,6
		3º Piso	308,8					2,3
		2º Piso	207,0					1,6
		1º Piso	105,3					0,8
Y	1	Cobertura	205,0	709978,0	10,400	1,050		11,5
		3º Piso	308,8					17,3
		2º Piso	207,0					11,6
		1º Piso	105,3					5,9
	2	Cobertura	205,0	519401,4	6,300	1,050		5,1
		3º Piso	308,8					7,6
		2º Piso	207,0					5,1
		1º Piso	105,3					2,6

A força horizontal de corte total (H_i) é a soma das duas parcelas associadas à translacção (T_i) e à rotação (R_i)

$$H_i = T_i + R_i \tag{6.16}$$

A.S.	Zona	Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	T_i (kN)	R_i (kN)	H_i (kN)
1	A	X	A	Cobertura	79,3	4,6	84,0
				Piso	80,8	4,7	85,5
			G	Cobertura	43,0	4,5	47,5
				Piso	43,8	4,6	48,4
		Y	1	Cobertura	119,7	33,1	152,8
				Piso	121,9	33,7	155,6
			2	Cobertura	87,6	14,7	102,2
				Piso	89,2	14,9	104,1
	D	X	A	Cobertura	27,5	1,6	29,1
				3º Piso	41,4	2,4	43,8
				2º Piso	27,8	1,6	29,4
				1º Piso	14,1	0,8	14,9
			G	Cobertura	14,9	1,6	16,5
				3º Piso	22,5	2,3	24,8
				2º Piso	15,1	1,6	16,6
				1º Piso	7,7	0,8	8,5
		Y	1	Cobertura	41,5	11,5	52,9
				3º Piso	62,4	17,3	79,7
				2º Piso	41,9	11,6	53,4
				1º Piso	21,3	5,9	27,2
			2	Cobertura	30,3	5,1	35,4
				3º Piso	45,7	7,6	53,3
				2º Piso	30,6	5,1	35,8
				1º Piso	15,6	2,6	18,2

b) Acção de base sobrecarga

De acordo com o EC1 [36] a combinação de acção de base sobrecarga é dada por:

$$S_d = \sum_{j \geq 1} 1,5\, G_{kj} + \sum_{i \geq 1} 1,5\,(Q_{ki} + \psi_{0i} \cdot W_{ki}) \qquad (6.17)$$

onde: S_d é valor de dimensionamento da combinação de acções de base sobrecarga;
G_{kj} é o valor característico da acção permanente j;
Q_{ki} é o valor característico da acção variável i;
ψ_{0i} é o coeficiente que define o valor de combinação da acção variável i;
W_{ki} é o valor característico da acção do vento;

sendo: $G_{kj} = \frac{l_{cob.} + l_{piso}}{2} \cdot l_{par.} \cdot G_{kj}/m^2$

$G_{kpar} = l_{par.} \times alt. \times G_{k\,par.}/m$

$Q_{ki} = \frac{l_{cob.} + l_{piso}}{2} \cdot l_{par.} \cdot Q_{ki}/m^2$

Paredes que suportam lajes

Parede X8		Largura de influência (m)		Compr. da parede (m)	Altura (m)	Carga (kN/m²)	1,5G_{kj} (kN)	1,5Q_{ki} (kN)
G_{kj}	L. cob.	4,00	2,10	——	——	5,00	77,8	——
	L. piso	4,00	2,10	——	——	4,10	30,6	——
	Par. divis.	4,00	2,10	——	——	0,16	2,0	
	Par. resist.	——	——	3,00	2,90	2,85	37,2	——
Q_{ki}	Sob. cob.	4,00	2,10	——	——	1,00	——	15,6
	Sob. piso	4,00	2,10	——	——	2,00	——	14,9

N_{Sd} (kN)	384,9

Parede Y5		Largura de influência (m)		Compr. da parede (m)	Altura (m)	Carga (kN/m²)	1,5G_{kj} (kN)	1,5Q_{ki} (kN)
G_{kj}	L. cob.	4,20	3,60	——	——	5,00	158,7	——
	L. piso	4,20	3,60	——	——	4,10	130,2	——
	Par. resist.	——	——	7,10	2,90	2,85	88,0	——
	Par. divis.	4,20	3,60	——		0,16	4,4	
Q_{ki}	Sob. cob.	4,20	3,60	——	——	1,00	——	31,7
	Sob. piso	4,20	3,60	——	——	2,00	——	55,6
	Sob. var.	4,20	——	——	——	5,00	——	19,7

N_{Sd} (kN)	1172,3

Parede X6		Largura de influência (m)		Compr. da parede (m)	Altura (m)	Carga (kN/m²)	1,5G_{kj} (kN)	1,5Q_{ki} (kN)
G_{kj}	L. escada	1,10	——	——	——	7,50	28,5	——
	Par. resist.	——	——	1,40	2,90	2,85	17,4	——
Q_{ki}	Sob. cob.	3,80	——	——	——	1,00	——	6,6
	Sob. var.	1,10	——	——	——	5,00	——	19,0

N_{Sd} (kN)	218,3

Parede X14		Largura de infl. (m)	Compr. da parede (m)	Altura (m)	Carga (kN/m²)	1,5G_{kj} (kN)	1,5Q_{ki} (kN)	0,6W_{ki} (kN)
G_{kj}	L. cob.	4,00	——	——	5,00	30,0	——	——
	L. piso	4,00	——	——	7,35	44,1	——	——
	Par. divis.	4,00	——	——	0,16	1,0	——	——
	Par. resist.	——	1,30	2,90	3,25	18,4	——	——
Q_{ki}	Sob. cob.	4,00	——	——	1,00	——	6,0	——
	Sob. Piso	4,00	——	——	2,00	——	12,0	——
W_{ki}	Par. resist.	2,00	1,30	2,90	1,19	——	——	4,1

N_{Sd} (kN)	280,7

V_{Sd} (kN)	16,6

c) Acção de base vento

De acordo com o EC1 [36] a combinação de acção de base vento é dada por:

$$S_d = \sum_{j\geq 1} 1,5\,G_{kj} + \sum_{i\geq 1} 1,5\,(W_{ki} + \psi_{0i}\cdot Q_{ki}) \qquad (6.18)$$

onde: S_d é valor de dimensionamento da combinação de acções de base vento;
G_{kj} é o valor característico da acção permanente j;
Q_{ki} é o valor característico da acção variável i;
ψ_{0i} é o coeficiente que define o valor de combinação da acção variável i;
W_{ki} é o valor característico da acção do vento;

Acções permanentes

Acções permanentes, G_{kj}		Quantificação	Área ou comprimento	Total (kN)	1,5G_{kj} (kN)
Cobertura	Laje	5,00 kN/m²	231,00 m²	1155,0	1732,5
Pisos	Laje	4,10 kN/m²	216,60 m²	888,1	3273,7
	Escadas	5,00 kN/m²	14,40 m²	72,0	
	Paredes de fachada	8,71 kN/m	42,00 m	365,8	
	Paredes de empena	11,39 kN/m	22,00 m	250,6	
	Paredes int. resistentes	7,64 kN/m	74,80 m	571,3	
	Paredes divisórias	0,16 kN/m²	216,60 m²	34,7	

Acções variáveis

Acções variáveis	$1,5\psi_{2i}$	S_c (kN/m^2)	Área (m^2)	$\psi_{2i}Q_{ki}$ (kN)	Totais (kN)
Cobertura	0,0	1,00	231,0	0,0	0,0
Pisos	0,6	5,00	8,4	25,2	285,1
		2,00	216,6	259,9	

Acção do vento no plano da parede, W_{ki}							
Direcção	Alinham.	Altura (m)	Largura de influência (m)	W_{ki} (kN)	$1,5W_{ki}$ (kN)	Total (kN) 2 pisos	Total (kN) 4 pisos
X	A	2,90	0,85	1,19	4,4	106,6	213,3
	B		3,00		15,5		
	D		2,10		10,9		
	G		2,25		11,6		
Y	1		2,15		11,1	217,4	434,8
	2		4,25		22,0		
	3		4,10		21,2		

Acção do vento no plano perpendicular à parede, W_{ki}							
Direcção	Alinham.	Altura (m)	Comprim. (m)	W_{ki} (kN)	$1,5W_{ki}$ (kN)	Total (kN) 2 pisos	Total (kN) 4 pisos
X	A	2,90	4,00	1,19	20,7	217,4	434,8
	B		17,00		88,0		
	G		16,70		86,4		
Y	1		11,00		56,9	113,9	227,8

Totais

N_{sd} totais	Cobertura	Piso
Gkj (kN)	1732,5	3273,7
$\psi_{2i}Q_{ki}$ (kN)	0,0	285,1
N_{Sd} (kN)	1732,5	3558,8

No plano perpendicular à parede considerou-se a flexão lateral

Verificação à flexão lateral

$$\mu = \frac{f_{xk1}}{f_{xk2}} \qquad (6.19)$$

onde: μ é o índice ortogonal da resistência característica à flexão da alvenaria;

f_{xk1} é a resistência característica à flexão com o plano de rotura paralelo às juntas de assentamento;

f_{xk2} é a resistência característica à flexão com o plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento;

Quando uma carga vertical actuar de modo a aumentar a resistência à flexão f_{xk1}, o índice de resistência ortogonal pode ser modificado usando uma resistência à flexão nessa direcção de:

$$f_{xk1} + \gamma_M \cdot \sigma_{dp} \qquad (6.20)$$

onde: σ_{dp} é a pressão de cálculo, devida a carga vertical, na parede ao nível considerado, não maior que 0,25N/m^2

O vento provoca esforços de flexão nas paredes dados pelos seguintes momentos:

$$M_{dfxk1} = \mu \cdot \alpha \cdot w_k \cdot \gamma_F \cdot l^2 \text{ , por unidade de comprimento} \quad (6.21)$$

$$M_{dfxk2} = \alpha \cdot w_k \cdot \gamma_F \cdot l^2 \text{ , por unidade de altura} \quad (6.22)$$

onde: M_{dfxk1} é o momento de dimensionamento para o plano de rotura paralelo às juntas de assentamento;
M_{dfxk2} é o momento de dimensionamento para o plano de rotura perpendicular às juntas de assentamento;
μ é o índice ortogonal da resistência característica à flexão da alvenaria, f_{xk1}/f_{xk2};
α é o coeficiente do momento flector que depende do índice ortogonal, μ, do grau de fixação nas extremidades dos páineis e da relação entre altura e o comprimento dos páineis;
w_k é a carga característica produzida pelo vento por unidade de área;
γ_F é o factor de segurança parcial para cargas;
l é o o comprimento da parede entre apoios;
h é a altura da parede.

2.1.2.2 Estado limite de utilização

Deformação por flexão e corte

$$d_e = \frac{H_i \times h_i^3}{12EI_i} \times (1 + \frac{12EI_i}{G \times A_i \times h_i^2}) \quad (6.23)$$

onde: d_e é o deslocamento nos alinhamentos extremos;
H_i é a força de corte aplicada à parede i;
h_i é altura da parede i;
E é o módulo de elasticidade da alvenaria;
I_i é o momento de inércia da secção transversal da parede i;
G é o módulo de distorção da alvenaria;
A_i é a área da secção transversal da parede i

Deslocamentos nos alinhamentos extremos, d_e, considerando excentricidades acidentais

Zona A, acção sísmica tipo 1								
Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	H_i (kN)	h_i (m)	EI_i (kNm^2)	G (m^4)	A_i (m^2)	d_e (mm)
X	A	Cobertura	84,0	5,9	2240000,0	6,72E+05	1,00	1,38
		Piso	85,5	3,0				0,47
	G	Cobertura	47,5	5,9	547767,5		2,05	1,69
		Piso	48,4	3,0				0,30
Y	1	Cobertura	152,8	5,9	37268000,0		2,20	0,68
		Piso	155,6	3,0				0,33

Zona D, acção sísmica tipo 1								
Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	H_i (kN)	h_i (m)	EI_i (kNm^2)	G (m^4)	A_i (m^2)	d_e (mm)
X	A	Cobertura	29,1	11,7	2240000,0	4,03E+05	1,00	2,58
		3° Piso	43,8	8,8				2,07
		2° Piso	29,4	5,9				0,65
		1° Piso	14,9	3,0				0,13
	G	Cobertura	16,5	11,7	547767,5		2,05	4,24
		3° Piso	24,8	8,8				2,84
		2° Piso	16,6	5,9				0,64
		1° Piso	8,5	3,0				0,07
Y	1 e 6	Cobertura	52,9	11,7	37268000,0		2,20	0,89
		3° Piso	79,7	8,8				0,91
		2° Piso	53,4	5,9				0,38
		1° Piso	27,2	3,0				0,09

2.1.3 Verificação da estabilidade

2.1.3.1 Estados limite últimos

a) Corte

Como a combinação de acções de base sismo é a mais exigente relativamente ao corte é esta combinação verificada.

Força resistente ao corte, V_{Rd}

$$V_{Rd} = \frac{1}{\gamma_M} \times (t \times l_c \times f_{vk0} + 0,4 N_{sd}) \qquad (6.24)$$

o valor de V_{Rd} é limitado por dois extremos:

$$\text{com} \quad V_{Rd\,máx.} = \frac{1}{\gamma_M} \times t \times l_c \times 0,065 f_b \qquad (6.25)$$

$$\text{e} \quad V_{Rd\,mín.} = \frac{1}{\gamma_M} \times t \times l_c \times f_{vk} \qquad (6.26)$$

onde: V_{Rd} é o valor de dimensionamento da resistência ao corte da parede;
γ_M é o factor de segurança parcial do material;
t é a espessura da parede;
l_c é o comprimento da parte comprimida da parede (assumindo uma distribuição linear de esforços
f_{vk0} é a resistência inicial ao corte;
N_{sd} é a carga vertical de dimensionamento;
f_b é a resistência normalizada à compressão da unidade de alvenaria;

Considerando a globalidade do edifício

Direcção	X		Y	
N° pisos	2	4	2	4
γ_M	1,7			
Área (m^2)	12,08		12,56	
f_{vk0} (kN)	200			
$0,065 f_b$	325,0			
N_{sd} (kN)	3468,5	8095,5	3468,5	8095,5
$V_{Rd\,min.}$ (kN)	1421,2		1477,6	
$V_{Rd\,máx.}$ (kN	2309,4		2401,2	
V_{Rd} (kN)	2237,3	2309,4	2293,8	2401,2

Nota - O EC8 [69] indica como complemento ao EC6 [6] algumas disposições para o dimensionamento de edifícios em alvenaria resistente em regiões sísmicas. Uma destas disposições é a consideração de um valor de γ_M igual a 1,7 para categorias de execução e de controle de fabrico intermédias.

Zona	Direcção	A. S.	N° de pisos	F_b (kN)	V_{Rd} (kN)
A	X	1	2	1194,5	2237,3
	Y			1194,5	2293,8
D	X		4	826,1	2309,4
	Y			826,1	2401,2

Considerando os alinhamentos mais solicitados

Alinham.	A		G	
N° pisos	2	4	2	4
γ_M	1,7			
Área (m^2)	1,00		2,05	
f_{vk0} (kN)	200			
$0,065f_b$	325,0			
N_{sd} (kN)	113,3	264,6	361,5	689,7
$V_{Rd\,min}$ (kN)	117,6		241,2	
$V_{Rd\,max}$ (kN	191,2		391,9	
V_{Rd} (kN)	144,3	179,9	326,2	391,9

Alinham.	A		G	
Zona sism.	A (2 pisos)	D (4 pisos)	A (2 pisos)	D (4 pisos)
Tipo A. S.	1			
V_{sd} (kN)	169,5	117,2	95,9	66,3
V_{Rd} (kN)	144,3	179,9	326,2	391,9

Alinham.	1	
N° pisos	2	4
γ_M	1,7	
Área (m^2)	2,75	
f_{vk0} (kN)	200	
$0,065f_b$	325,0	
N_{sd} (kN)	317,2	591,0
$V_{Rd\,mín}$ (kN	323,5	
$V_{Rd\,máx}$ (kN	525,7	
V_{Rd} (kN)	398,2	462,6

Alinham.	1	
Zona sism.	A (2 pisos)	D (4 pisos)
Tipo A. S.	1	
V_{sd} (kN)	308,3	213,2
V_{Rd} (kN)	398,2	462,6

b) Compressão e tracção

A verificação é feita apenas para a combinação de acções de base sismo para as paredes em situação mais desfavorável.

Paredes X12 e X13

Zona A								
Comprim. (m)	Forças							
	Sísmicas		N_{sd}		Força F (kN)	Tracção T (kN/m)	Totais (kN/m)	
	Pisos (kN)	Altura (m)	(kN)	(kN/m)			Tracção	Compres.
4,30	16,2	5,90	40,6	9,4	50,7	47,1	18,4	75,9
	16,5	3,00	123,7	28,8				
	Resultante							
	32,7	4,44						

Comprim. (m)	Zona D							
	Forças							
	Sísmicas		N_{sd}		Força F (kN)	Tracção T (kN/m)	Totais (kN/m)	
	Pisos (kN)	Altura (m)	(kN)	(kN/m)			Tracção	Compres.
4,30	9,9	11,70	40,6	9,4	112,4	104,5	37,1	172,0
	14,9	8,80	123,7	28,8				
	10,0	5,90	206,9	48,1				
	5,1	3,00	290,1	67,5				
	Resultante							
	40,0	8,05						

Paredes Y2 e Y4 (alinhamento 2)

Comprim. (m)	Zona A							
	Forças							
	Sísmicas		N_{sd}		Força F (kN)	Tracção T (kN/m)	Totais (kN/m)	
	Pisos (kN)	Altura (m)	(kN)	(kN/m)			Tracção	Compres.
11,00	102,2	5,90	127,9	11,6	124,8	45,4	12,2	78,6
	104,1	3,00	365,0	33,2				
	Resultante							
	206,3	4,44						

Comprim. (m)	Zona D							
	Forças							
	Sísmicas		N_{sd}		Força F (kN)	Tracção T (kN/m)	Totais (kN/m)	
	Pisos (kN)	Altura (m)	(kN)	(kN/m)			Tracção	Compres.
11,00	35,4	11,70	127,9	11,6	156,7	57,0	2,2	111,7
	53,3	8,80	365,0	33,2				
	35,8	5,90	602,1	54,7				
	18,2	3,00	839,1	76,3				
	Resultante							
	142,7	8,05						

Cálculo da resistência à compressão

$f_k = 2{,}8$ N/mm^2, considerando unidades U5 do grupo 2a e argamassa M10 [42].

Determinação da altura efectiva das paredes, h_{ef}

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h \qquad (6.27)$$

onde: h_{ef} é a altura efectiva da parede;

ρ_n é um factor de redução onde n = 2, 3 ou 4 dependendo das condições de apoio ou da rigidez da

h é a altura livre do piso.

ρ_2	h (m)	h_{ef} (m)
0,75	2,68	2,01

Determinação do factor de redução de capacidade resistente, Φ

$$\Phi = 0{,}85 - 0{,}0011 \cdot \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}}\right)^2 \qquad (6.28)$$

onde: Φ é o factor de redução de capacidade que incorpora o efeito de varejamento, a excentricidade acide a excentricidade devida à carga e o efeito de fluência;

h_{ef} é a altura efectiva da parede;

t_{ef} é a espessura efectiva da parede

h_{ef} (m)	t_{ef} (m)	Φ
2,01	0,25	0,779
2,01	0,20	0,739

Determinação da capacidade resistente, N_{Rd}

$$N_{Rd} = \frac{\Phi \cdot f_k \cdot A}{\gamma_M} \qquad (6.29)$$

onde: A é a área transversal da parede;
γ_M é o factor de segurança parcial igual a 2,5.

Paredes	t_{ef} (m)	Comp. (m)	Φ	f_k (KN)	A (m^2)	γ_M	N_{Rd} (KN)
X12 e X13	0,25	4,30	0,779	2800	1,0750	2,5	937,8
Y2 e Y4	0,20	11,00	0,739		2,2000		1820,6

Verificação à tracção e à compressão								
Paredes	Zona	Tracção				Compressão		
		T_{Sd} (kN/m)	T_{Sd} (kN)	T_{Rd} (kN)	Armadura	N_{Sd} (kN/m)	N_{Sd} (kN)	N_{Rd} (kN)
X12 e X13	A	18,4	15,6	0,0	Mínima	75,9	101,0	937,8
	D	37,1	8,3	0,0	Mínima	172,0	331,0	
Y2 e Y4	A	12,2	Armadura mínima			78,6	365,0	1820,6
	D	2,2	Armadura mínima			111,7	602,1	

c) Compressão

A combinação de acções mais severa em relação à compressão é a combinação de acções de base sobrecarga.

Parede	t_{ef} (m)	Comp. (m)	Φ	f_k (KN)	A (m^2)	γ_M	N_{Rd} (KN)	N_{Sd} (KN)
X8	0,20	3,00	0,739	2800	0,6000	2,5	496,5	384,9
Y5	0,20	7,10	0,739		1,4200		1175,1	1172,3
X6	0,20	1,40	0,739		0,2800		231,7	218,3
X14	0,25	1,30	0,779		0,3250		283,5	280,7

d) Flexão lateral

Considerou-se a combinação de acções de base vento a mais desfavorável em relação à flexão lateral.

O momento resistente, M_{Rd}, é calculado pela expressão 6.28:

$$M_{Rd} = \frac{f_{xk} \cdot z}{\gamma_M} \qquad (6.30)$$

sendo: $$z = \frac{I}{t/2}$$

onde: z é o módulo de flexão;
I é o momento de inércia;
t é a espessura

Atendendo a que o EC6 não apresenta dados suficientes para a aplicação das expressões apresentadas, fez-se uma análise sumária, com recurso a valores indicados pela BS5628 [38] que evidenciou que esta verificação não é condicionante.

2.1.3.2 Estado limite de utilização

Limites de deslocamentos entre pisos

$$d_r / \upsilon \leq 0{,}002 \cdot h \qquad (6.30)$$

onde: d_r é o deslocamento de dimensionamento entre pisos;
h é a altura do piso;
υ é o factor de redução que tem em conta o menor período de retorno do sismo associado ao estado limite de utilização.

$$d_s = q_d \cdot d_e \cdot \gamma_I \qquad (6.31)$$

onde: d_s é o deslocamento de um ponto do sistema estrutural induzido pela acção sísmica;
q_d é factor de comportamento de deslocamento, assumido igual a q;
d_e é o deslocamento do mesmo ponto do sistema estrutural, como determinado através de uma análise linear baseada no espectro de resposta;
γ_I é o factor de importância

Verificação dos deslocamentos nos alinhamentos extremos

Zona	Alinhamen	Cob./piso	d_e (mm)	q_d	γ_I	d_s (mm)
A	A	Cobertura	1,38	2,0	1,0	2,76
		Piso	0,47			0,94
	G	Cobertura	1,69			3,38
		Piso	0,30			0,61
	I	Cobertura	0,68			1,36
		Piso	0,33			0,65
D	A	Cobertura	2,58			5,15
		3° piso	2,07			4,13
		2° piso	0,65			1,31
		1° piso	0,13			0,25
	G	Cobertura	4,24			8,49
		3° piso	2,84			5,67
		2° piso	0,64			1,28
		1° piso	0,07			0,13
	I	Cobertura	0,89			1,77
		3° piso	0,91			1,82
		2° piso	0,38			0,76
		1° piso	0,09			0,19

Zona	Alinhamen	Cob./piso	d_s (mm)	h (m)	υ	d_r/υ	0,002h
A	A	Cobertura	2,76	2,90	2,0	0,0009	0,0058
		Piso	0,94				
	G	Cobertura	3,38			0,0014	
		Piso	0,61				
	1	Cobertura	1,36			0,0004	
		Piso	0,65				
D	A	Cobertura	5,15			0,0005	
		3° piso	4,13			0,0014	
		2° piso	1,31			0,0005	
		1° piso	0,25				
	G	Cobertura	8,49			0,0014	
		3° piso	5,67			0,0022	
		2° piso	1,28			0,0006	
		1° piso	0,13				
	1	Cobertura	1,77			0,0000	
		3° piso	1,82			0,0005	
		2° piso	0,76			0,0003	
		1° piso	0,19				

Como $dr/\upsilon < 0,002h$ está satisfeita a verificação ao estado limite de utilização.

2.2 Solução estrutural com paredes resistentes em blocos de betão celular autoclavado

2.2.1 Características gerais

2.2.1.1. Alvenaria

Blocos de betão celular autoclavado considerados unidades do grupo 1 e argamassa M10:

			Observações
Unidades	Resistência à compressão, f_b (KN/m^2)	5000	Para este tipo de unidades o DNA [42] indica f_k = 3100 kN/m^2. Considerou-se: E = 650fk G = 0,4E
Alvenaria	Resistência à compressão, f_k (KN/m^2)	3100	
	Módulo de elasticidade, E (KN/m^2)	2,02E+06	
	Módulo de distorção, G (KN/m^2)	8,06E+05	
	Resistência ao corte, f_{vk0} (KN/m^2)	200	
Argamassa	M10 (f_m, kN/m^2)	10000	

2.2.1.2 Acções verticais

	Lajes			
	Piso	Cobertura	Escadas	Varandas
Peso próprio (KN/m^2)	3,25	3,25	7,50	3,25
Revestimentos (KN/m^2)	0,85	1,75	0,85	0,85
Sobrecargas (KN/m^2)	2,00	1,00	2,00	5,00

	Paredes	Observações
Fachada (KN/m^2)	1,73	(*) Acção transformada em acção uniformemente distríbuida nos pisos de acordo com o artº 15 do RSA [58], no entanto dado o reduzido número destas paredes considerou-se apenas 10% do valor indicado, ou seja 0,16 kN/m^2.
Empena (kN/m^2)	2,81	
Interiores resistentes (KN/m^2)	1,41	
Interiores não resistentes (KN/m^2)(*)	1,55	

2.2.1.3 Paredes

a) Valores globais segundo X

Parede	Espessura (m)	Comprim. (m)	Área (m^2)	y_g (m)	I_x (m^4)	G (KN/m^2)	K_x (KN/m)	$Kx/\Sigma Kx$ (%)
X1	0,24	4,00	0,9600	0,125	1,280		150511,1	13,1
2*X2	0,24	1,45	0,6960	1,575	0,122		31402,0	2,7
2*X3	0,24	3,30	1,5840	1,575	1,437		211231,1	18,4
2*X4	0,24	1,15	0,5520	1,575	0,061		16786,7	1,5
2*X5	0,20	3,50	1,4000	4,100	1,429		196923,9	17,2
X6	0,20	1,60	0,3200	4,100	0,137		16916,6	1,5
2*X7	0,20	3,20	1,2800	5,800	0,546		165768,2	14,4
2*X8	0,20	3,20	1,2800	8,100	1,092		165768,2	14,4
X9	0,20	3,00	0,6000	8,100	0,900	8,06E+05	72853,1	6,3
2*X10	0,24	1,20	0,5760	10,825	0,069		18869,4	1,6
2*X11	0,24	1,20	0,5760	10,825	0,069		18869,4	1,6
2*X12	0,24	1,45	0,6960	12,325	0,061		31402,0	2,7
2*X13	0,24	1,45	0,6960	12,325	0,061		31402,0	2,7
2*X14	0,24	1,20	0,5760	12,325	0,069		18869,4	1,6
Totais	11,79	——		7,334	——		1147573,3	100,0

A área de paredes resistentes nesta direcção corresponde a cerca de 5% da área dos pisos, valor superior ao mínimo exigido pelo DNA [69] para qualquer das zonas sísmicas.

b) Valores globais segundo Y

Parede	Espessura (m)	Comprim. (m)	Área (m^2)	x_g (m)	I_y (m^4)	G (KN/m^2)	K_y (KN/m)	$Ky/\Sigma Ky$ (%)
2*Y1	0,20	11,00	4,4000	10,500	44,367		1021861,2	40,4
2*Y2	0,20	4,55	1,8200	10,500	3,140		311868,3	12,3
2*Y3	0,20	2,85	1,1400	10,500	0,772	8,06E+05	131118,5	5,2
2*Y4	0,20	5,65	2,2600	10,500	6,012		435698,8	17,2
2*Y5	0,20	7,35	2,9400	10,500	13,236		625879,2	24,8
Totais	12,56	——		67,526	——		2526425,9	100,0

A área de paredes resistentes nesta direcção corresponde a cerca de 5% da área dos pisos, valor superior ao mínimo exigido pelo DNA [69] para qualquer das zonas sísmicas.

2.2.1.4 Centro de massa e de rigidez

a) Centro de massa

Cobertura

Cobertura	Dimensões (m^2)	Carga (KN/m^2)		m_i (KN)	y_i (m)	$m_i y_i$ (KNm)	Σm_i (KN)	y_G (m)
Laje	231,00	Peso próp.	3,25	750,75	6,950	5217,71	1184,00	6,80
		Revest.	1,75	404,25		2809,54		
	5,80	Peso próp.	3,25	18,85	0,725	13,67		
		Revest.	1,75	10,15		7,36		
A grandeza m_i não é uma massa, mas um peso.								

Pisos

Pisos		Dimensões (m^2)	Acções (KN/m^2)		m_i (KN)	y_i (m)	$m_i y_i$ (KNm)	y_G (m)
Laje		18,75	Peso próp.	3,25	60,94	11,700	712,97	6,69
			Divisórias	1,55	29,06		340,03	
			Sobrec.	2,00	37,50		438,75	
			Revest.	0,85	15,94		186,47	
		12,6	Peso próp.	3,25	40,95	11,700	479,12	
			Divisórias	1,55	19,53		228,50	
			Sobrec.	2,00	25,20		294,84	
			Revest.	0,85	10,71		125,31	
		136,5	Peso próp.	3,25	443,63	7,300	3238,46	
			Divisórias	1,55	211,58		1544,50	
			Sobrec.	2,00	273,00		1992,90	
			Revest.	0,85	116,03		846,98	
		43,5	Peso próp.	3,25	141,38	2,700	381,71	
			Divisórias	1,55	67,43		182,05	
			Sobrec.	2,00	87,00		234,90	
			Revest.	0,85	36,98		99,83	
		13,50	Peso próp.	5,00	67,50	2,125	143,44	
			Sobrec.	2,00	27,00		57,38	
			Revest.	0,85	11,48		24,38	
Paredes	Alinham. A	10,72	1,73		18,55	0,125	2,32	
	Alinham. B	46,63	1,73		80,67	1,575	127,06	
	Alinham. C	34,30	1,41		48,36	4,100	198,29	
	Alinham. D	21,98	1,41		30,99	5,800	179,75	
	Alinham. E	33,79	1,41		47,64	8,100	385,92	
	Alinham. F	24,66	1,73		42,66	10,825	461,81	
	Alinham. G	33,79	1,73		58,46	12,325	720,48	
	Alinham. 1	29,48	2,81		82,84	6,950	575,73	
	Alinham. 2	29,48	1,41		41,57	6,950	288,89	
	Alinham. 3	29,48	1,41		41,57	6,950	288,89	
	Alinham. 4	29,48	1,41		41,57	6,950	288,89	
	Alinham. 5	29,48	1,41		41,57	6,950	288,89	
	Alinham. 6	29,48	2,81		82,84	6,950	575,73	
						Σm_i (kN)	2382,08	

Notas - Considerou-se no cálculo além das cargas permanentes, como valor quase permanente, também 40% da sobrecarga de utlilização.
A grandeza m_i não é uma massa, mas um peso.

Síntese

Como o edifício é simétrico na direcção X, x_R = 10,50 m

	x_G (m)	y_G (m)
Cobertura	10,50	6,80
Restantes pisos	10,50	6,69

b) Centro de rigidez

Parede	k_{xi} (KN/m)	y_i (m)	$k_{xi}y_i$ (KN)	Σk_{xi} (KN/m)	Y_R (m)
X1	150511,1	0,125	18813,9		
X2	31402,0	1,575	49458,2		
X3	211231,1	1,575	332688,9		
X4	16786,7	1,575	26439,1		
X5	196923,9	4,100	807387,9		
X6	16916,6	4,100	69358,3		
X7	165768,2	5,800	961455,6		
X8	165768,2	8,100	1342722,5	1147573,3	4,89
X9	72853,1	8,100	590110,2		
X10	18869,4	10,825	204261,7		
X11	18869,4	10,825	204261,7		
X12	31402,0	12,325	387029,7		
X13	31402,0	12,325	387029,7		
X14	18869,4	12,325	232565,9		

x_R (m)	y_R (m)
10,50	4,89

2.2.2 Acções e combinações de acções

2.2.2.1 Estado limite último

a) Acção de base sismo

Acção dos sismos

Quantificação de acções

Acções permanentes, G_{kj}

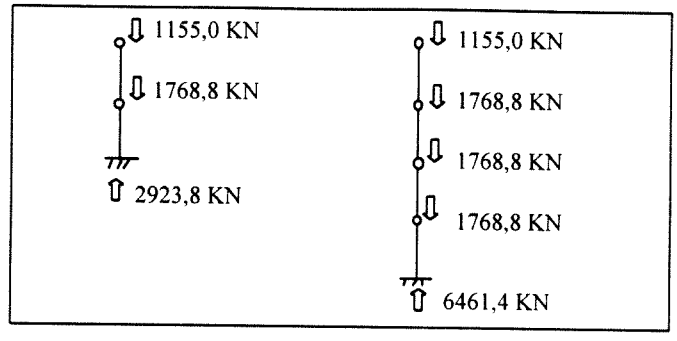
		Quantificação	Área ou comprimento	Total (KN)	G_{ki} (KN)
Cobertura	Laje	5,00 kN/m^2	231,00 m^2	1155,0	1155,0
Pisos	Laje	4,10 kN/m^2	216,60 m^2	888,1	1673,8
	Escadas	7,50 kN/m^2	14,40 m^2	108,0	
	Paredes de fachada	4,64 kN/m	42,00 m	194,7	
	Par. de empena	7,53 kN/m	22,00 m	165,7	
	Par. int. resistentes	3,78 kN/m	74,80 m	282,7	
	Par. divisórias	0,16 kN/m^2	216,60 m^2	34,7	

Acções variáveis

Acções variáveis	ψ_{2i}	S_c (KN/m^2)	Área (m^2)	$\psi_{2i}Q_{ki}$ (KN)	Totais (kN)
Cobertura	0,0	1,00	231,0	0,0	0,0
Pisos	0,2	5,00	8,4	8,4	95,0
		2,00	216,6	86,6	

Totais

N_{Sd} totais	Cobertura	Piso
G_{kj} (kN)	1155,0	1673,8
$\psi_{2i}Q_{ki}$ (kN)	0,0	95,0
N_{Sd} (kN)	1155,0	1768,8



Período fundamental do Edifício

Considerando solo tipo B

Nº pisos	C_t	Altura (m)	T_1 (s)	Notas
2	0,05	5,90	0,19	$T_1 < 2,0$ s e $T_1 < 4*T_C = 1,4$ s, A. S. tipo 1
4		11,70	0,32	$T_1 < 2,0$ s e $T_1 < 4*T_C = 3,6$ s, A.S. tipo 2

Cálculo de $S_d(T_1)$

Acção sísmica (A. S.)	Tipo 1	Tipo 2
Período	T_B T T_C	T_B T T_C
Zona A	0,12 < 0,19 < 0,35	0,25 > 0,19 < 0,90
Zona D	0,12 < 0,31 < 0,90	0,25 < 0,31 < 0,90

Zona	A. S.	Acel. (m/s^2)	α	s	β_0	q	$S_d(T)$
A	1	2,7	0,276	1,0	2,5	2	0,3444
	2	1,6	0,163	1,1			0,2137
D	1	0,8	0,082	1,0			0,1020
	2	0,5	0,051	1,1			0,0702

Força de corte basal

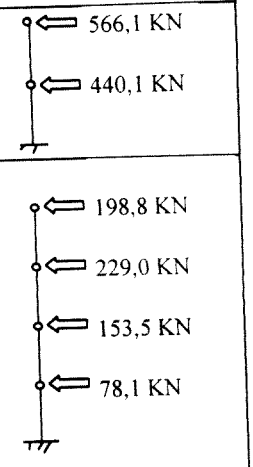
Zonas	A. S.	$S_d(\tau_1)$	Nº pisos	W (KN)	F_b (KN)
A	1	0,3444	2	2923,8	1006,9
	2	0,2137			624,9
D	1	0,1020	4	6461,4	659,3
	2	0,0702			453,3

Distribuição da acção dos sismos em altura, F_i

Consideraram-se deslocamentos linearmente espaçados ao longo da altura da parede.

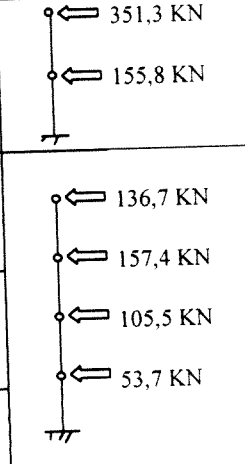
Acção sísmica tipo 1

Zona	Piso/Cob.	F_b (KN)	z_i (m)	w_i (KN)	F_h (KN)
A	Cobertura	1006,9	5,9	1155,0	566,1
			3,0	1768,8	
	Piso		3,0	1768,8	440,8
			5,9	1155,0	
D	Cobertura	659,3	11,7	1155,0	198,8
			8,8	1768,8	
			5,9	1768,8	
			3,0	1768,8	
	3° Piso		8,8	1768,8	229,0
			11,7	1155,0	
			5,9	1768,8	
			3,0	1768,8	
	2° Piso		5,9	1768,8	153,5
			11,7	1155,0	
			8,8	1768,8	
			3,0	1768,8	
	1° Piso		3,0	1768,8	78,1
			11,7	1155,0	
			8,8	1768,8	
			5,9	1768,8	

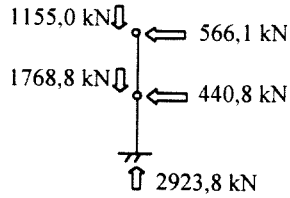
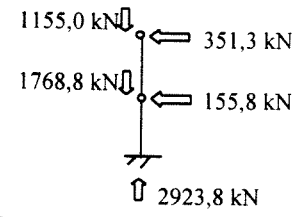
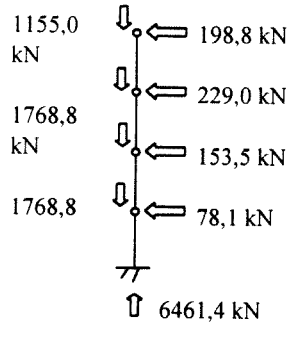
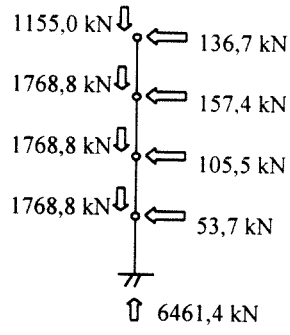


Acção sísmica tipo 2

Zona	Piso/Cob.	F_b (KN)	z_i (m)	w_i (KN)	F_h (KN)
A	Cobertura	624,9	5,9	1155,0	351,3
			3,0	1768,8	
	Piso		3,0	1155,0	155,8
			5,9	1768,8	
D	Cobertura	453,3	11,7	1155,0	136,7
			8,8	1768,8	
			5,9	1768,8	
			3,0	1768,8	
	3° Piso		8,8	1768,8	157,4
			11,7	1155,0	
			5,9	1768,8	
			3,0	1768,8	
	2° Piso		5,9	1768,8	105,5
			11,7	1155,0	
			8,8	1768,8	
			3,0	1768,8	
	1° Piso		3,0	1768,8	53,7
			11,7	1155,0	
			8,8	1768,8	
			5,9	1768,8	



Representação esquemática das forças envolvidas na combinação de acções de base sismo

Zona sism.	Acção sísmica tipo 1	Acção sísmica tipo 2
A		
D		
Nota - Como se observa pelas forças indicadas a acção sísmica tipo 1 é mais gravosa, assim a partir de agora desprezar-se-à a acção sísmica tipo 2 neste exemplo de dimensionamento		

Distribuição das forças sísmicas nos alinhamentos extremos considerando excentricidades

Forças associadas a movimentos de translacção, T_i

A. S.	Zona	Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	F_h (KN)	K_i (kN/m)	K_i (kN/m)	T_i (KN)
1	A	X	A	Cobertura	566,1	150511,1	1147573,3	74,2
				Piso	440,8			57,8
			G	Cobertura	566,1	81673,4		40,3
				Piso	440,8			31,4
		Y	1	Cobertura	566,1	510930,6	2526425,9	114,5
				Piso	440,8			89,1
			2	Cobertura	566,1	373783,5		83,8
				Piso	440,8			65,2
	D	X	A	Cobertura	198,8	150511,1	1147573,3	26,1
				3° Piso	229,0			30,0
				2° Piso	153,5			20,1
				1° Piso	78,1			10,2
			G	Cobertura	198,8	81673,4		14,1
				3° Piso	229,0			16,3
				2° Piso	153,5			10,9
				1° Piso	78,1			5,6
		Y	1	Cobertura	198,8	510930,6	2526425,9	40,2
				3° Piso	229,0			46,3
				2° Piso	153,5			31,0
				1° Piso	78,1			15,8
			2	Cobertura	198,8	373783,5		29,4
				3° Piso	229,0			33,9
				2° Piso	153,5			22,7
				1° Piso	78,1			11,5

Forças associadas a movimentos de rotação, R_i

Direcção	Alinham.	Kxi (kN/m)	y_R (m)	y_i (m)	$y_i - y_R$ (m)	I_p (kNm)
X	A	150511,1	4,89	0,125	4,767	3419826,1
	B	259419,8		1,575	3,317	2853745,4
	C	213840,5		4,100	0,792	134032,6
	D	165768,2		5,800	0,908	136760,5
	E	238621,3		8,100	3,208	2456175,7
	F	37738,9		10,825	5,933	1328561,8
	G	81673,4		13,325	8,433	5808661,5
					Total	16137763,6

Direcção	Alinham.	Kyi (kN/m)	x_R (m)	x_i (m)	$x_i - x_R$ (m)	I_p (kNm)
Y	1	510930,6	10,50	0,100	10,400	55262254,3
	2	373783,5		4,200	6,300	14835468,1
	3	378498,8		8,600	1,900	1366380,8
	4	373783,5		12,400	1,900	1349358,5
	5	378498,8		16,800	6,300	15022619,0
	6	510930,6		20,900	10,400	55262254,3
					Total	143098335,1
					ΣI_p (kNm)	159236098,7

Cálculo da excentricidade acidental, e

	X	Y
Constante	0,05	
l (m)	21	12,45
e (m)	1,050	0,623

Accão sísmica tipo 1 na zona A								
Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	F_h (KN)	K_i (kN/m)	d_i (m)	e (m)	I_p (kNm)	R_i (kN)
X	A	Cobertura	566,1	150511,10	4,767	0,623	159236098,7	4,3
		Piso	440,8					3,3
	G	Cobertura	566,1	81673,45	8,433			4,1
		Piso	440,8					3,2
Y	1	Cobertura	566,1	510930,61	10,400	1,050		31,6
		Piso	440,8					24,6
	2	Cobertura	566,1	373783,53	6,300			14,0
		Piso	440,8					10,9

Acção sísmica tipo 1 na zona D								
Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	F_h (KN)	K_i (kN/m)	d_i (m)	e (m)	I_p (kNm)	R_i (kN)
X	A	Cobertura	198,8	150511,10	4,767	0,623	159236098,7	1,5
		3° Piso	229,0					1,7
		2° Piso	153,5					1,2
		1° Piso	78,1					0,6
	G	Cobertura	198,8	81673,45	8,433			1,4
		3° Piso	229,0					1,7
		2° Piso	153,5					1,1
		1° Piso	78,1					0,6
Y	1	Cobertura	198,8	510930,61	10,400	1,050		11,1
		3° Piso	229,0					12,8
		2° Piso	153,5					8,6
		1° Piso	78,1					4,4
	2	Cobertura	198,8	373783,53	6,300	1,050		4,9
		3° Piso	229,0					5,7
		2° Piso	153,5					3,8
		1° Piso	78,1					1,9

Força horizontal de corte total, H_i

A.S.	Zona	Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	Ti	Ri	Hi
I	A	X	A	Cobertura	74,2	4,3	78,5
				Piso	57,8	3,3	61,1
			G	Cobertura	40,3	4,1	44,4
				Piso	31,4	3,2	34,6
		Y	1	Cobertura	114,5	31,6	146,1
				Piso	89,1	24,6	113,8
			2	Cobertura	83,8	14,0	97,8
				Piso	65,2	10,9	76,1
	D	X	A	Cobertura	26,1	1,5	27,6
				3° Piso	30,0	1,7	31,8
				2° Piso	20,1	1,2	21,3
				1° Piso	10,2	0,6	10,8
			G	Cobertura	14,1	1,4	15,6
				3° Piso	16,3	1,7	18,0
				2° Piso	10,9	1,1	12,0
				1° Piso	5,6	0,6	6,1
		Y	1 e 6	Cobertura	40,2	11,1	51,3
				3° Piso	46,3	12,8	59,1
				2° Piso	31,0	8,6	39,6
				1° Piso	15,8	4,4	20,1
			2	Cobertura	29,4	4,9	34,3
				3° Piso	33,9	5,7	39,5
				2° Piso	22,7	3,8	26,5
				1° Piso	11,5	1,9	13,5

b) Acção de base sobrecarga

Paredes que suportam lajes

Parede X8		Largura de influência (m)		Compr. da parede (m)	Altura (m)	Carga (kN/m²)	1,5G_{kj} (kN)	1,5Q_{ki} (kN)
G_{kj}	L. cob.	4,00	2,10	——	——	5,00	77,8	——
	L. piso	4,00	2,10	——	——	4,10	30,6	——
	Par. divis.	4,00	2,10	——	——	0,16	2,0	
	Par. resist.	——	——	3,00	2,90	1,41	18,4	——
Q_{ki}	Sob. cob.	4,00	2,10	——	——	1,00	——	15,6
	Sob. piso	4,00	2,10	——	——	2,00	——	14,9

N_{Sd} (kN)	309,7

Parede Y5		Vãos de descarga (m)		Compr. da parede (m)	Altura (m)	Carga (KN/m²)	1,5G_{kj} (KN)	1,5Q_{ki} (KN)
G_{kj}	L. cob.	4,20	3,60	——	——	5,00	158,9	——
	L. piso	4,20	3,60	——	——	4,10	130,3	——
	Par. resist.	——	——	7,10	2,90	1,41	43,5	——
	Par. divis.	4,20	3,60	——		0,16	4,4	
Q_{ki}	Sob. cob.	4,20	3,60	——	——	1,00	——	31,8
	Sob. piso	4,20	3,60	——	——	2,00	——	55,6
	Sob. var.	4,20	——	——	——	5,00	——	19,7

N_{Sd} (KN)	995,0

Parede X6		Largura de influência (m)		Compr. da parede (m)	Altura (m)	Carga (kN/m²)	1,5G_{kj} (kN)	1,5Q_{ki} (kN)
G_{kj}	L. escada	1,10	——	——	——	7,50	28,5	——
	Par. resist.	——	——	1,40	2,90	1,41	8,6	——
Q_{ki}	Sob. cob.	3,80	——	——	——	1,00	——	6,6
	Sob. var.	1,10	——	——	——	5,00	——	19,0

N_{Sd} (kN)	183,2

Parede X14		Largura de infl. (m)	Compr. da parede (m)	Altura (m)	Carga (kN/m²)	1,5G_{kj} (kN)	1,5Q_{ki} (kN)	1,5.0,6W_{ki} (kN)
G_{kj}	L. cob.	4,00	——	——	5,00	30,0	——	——
	L. piso	4,00	——	——	4,10	24,6	——	——
	Par. divis.	4,00	——	——	0,16	1,0	——	——
	Par. resist.	——	1,30	2,90	1,73	9,8	——	——
Q_{ki}	Sob. cob.	4,00	——	——	1,00	——	6,0	——
	Sob. Piso	4,00	——	——	2,00	——	12,0	——
W_{ki}	Par. resist.	2,00	1,30	2,9	0,99	——	——	5,7

N_{Sd} (kN)	187,8

V_{Sd} (kN)	33,3

c) Acção de base vento

Acções permanentes

Acções permanentes, G_{ki}		Quantificação	Área ou comprimento	Total (kN)	$1,5G_{ki}$ (kN)
Cobertura	Laje	5,00 kN/m^2	231,00 m^2	1155,0	1732,5
Pisos	Laje	4,10 kN/m^2	216,60 m^2	888,1	2510,7
	Escadas	7,50 kN/m^2	14,40 m^2	108,0	
	Paredes de fachada	4,64 kN/m	42,00 m	194,7	
	Paredes de empena	7,53 kN/m	22,00 m	165,7	
	Paredes int. resistentes	3,78 kN/m	74,80 m	282,7	
	Paredes divisórias	0,16 kN/m^2	216,60 m^2	34,7	

Acções variáveis

Acções variáveis	$1,5\psi_{2i}$	S_c (kN/m^2)	Área (m^2)	$\psi_{2i}Q_{ki}$ (kN)	Totais (kN)
Cobertura	0,0	1,00	231,0	0,0	0,0
Pisos	0,6	5,00	8,4	25,2	285,1
		2,00	216,6	259,9	

Acção do vento no plano da parede, W_{ki}							
Direcção	Alinham.	Altura (m)	Largura de influência (m)	W_{ki} (kN)	$1,5W_{ki}$ (kN)	Total (kN) 2 pisos	Total (kN) 4 pisos
X	A	2,90	0,85	1,19	4,4	106,6	213,3
	B		3,00		15,5		
	D		2,10		10,9		
	G		2,25		11,6		
Y	1		2,15		11,1	217,4	434,8
	2		4,25		22,0		
	3		4,10		21,2		

Acção do vento no plano perpendicular à parede, W_{ki}							
Direcção	Alinham.	Altura (m)	Comprim. (m)	W_{ki} (kN)	$1,5W_{ki}$ (kN)	Total (kN) 2 pisos	Total (kN) 4 pisos
X	A	2,90	4,00	1,19	20,7	217,4	434,8
	B		17,00		88,0		
	G		16,70		86,4		
Y	1		11,00		56,9	113,9	227,8

Totais

N_{sd} totais	Cobertura	Piso
Gkj (kN)	1732,5	2510,7
$\psi_{2i}Q_{ki}$ (kN)	0,0	285,1
N_{Sd} (kN)	1732,5	2795,8

2.2.2.2 Estado limite de utilização

Deslocamentos nos alinhamentos extremos, d_e, considerando excentricidades acidentais

Zona A, acção sísmica tipo 1								
Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	H_i (KN)	h_i (m)	EI_i (KNm^2)	G (m^4)	A_i (m^2)	d_e (mm)
X	A	Cobertura	78,5	5,9	1547520,0	4,84E+05	0,96	1,87
		Piso	61,1	3,0				0,48
	G	Cobertura	44,4	5,9	230997,6		1,97	3,56
		Piso	34,6	3,0				0,45
Y	1	Cobertura	146,1	5,9	26819650,0		0,57	3,22
		Piso	113,8	3,0				1,25

Zona D, acção sísmica tipo 1								
Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	H_i (KN)	h_i (m)	EI_i (KNm2)	G (m^4)	A_i (m^2)	d_e (mm)
X	A	Cobertura	27,6	11,7	1547520,0	2,90E+05	0,96	3,54
		3° Piso	31,8	8,8				2,17
		2° Piso	21,3	5,9				0,69
		1° Piso	10,8	3,0				0,13
	G	Cobertura	15,6	11,7	230997,6		1,97	9,32
		3° Piso	18,0	8,8				4,69
		2° Piso	12,0	5,9				1,02
		1° Piso	6,1	3,0				0,09
Y	1	Cobertura	51,3	11,7	26819650,0		0,57	3,88
		3° Piso	59,1	8,8				3,27
		2° Piso	39,6	5,9				1,44
		1° Piso	20,1	3,0				0,37

2.2.3 Verificação da estabilidade

2.2.3.1 Estados limite últimos

a) Corte

Como a combinação de acções de base sismo é a mais exigente relativamente ao corte é esta combinação verificada.

Verificação ao corte

Considerando a globalidade do edifício

Direcção	X		Y	
N° pisos	2	4	2	4
γ_M	1,7			
Área (m^2)	11,79		12,56	
f_{vk0} (KN)	200,0			
$0,065f_b$	325,0			
N_{sd} (KN)	2923,8	6461,4	2923,8	6461,4
$V_{Rd\,min.}$ (KN)	1387,3		1477,6	
$V_{Rd\,max.}$ (kN	2254,4		2401,2	
V_{Rd} (KN)	2075,2	2254,4	2165,6	2401,2

Nota - O EC8 [69] indica como complemento ao EC6 [6] algumas disposições para o dimensionamento de edifícios em alvenaria resistente em regiões sísmicas. Uma destas disposições é a consideração de um valor de γ_M igual a 1,7 para categorias de execução e de controle de fabrico intermédias.

Zona	Direcção	A. S.	Nº de pisos	F_b (KN)	V_{Rd} (KN)
A	X	1	2	1006,9	2075,2
	Y			1006,9	2165,6
D	X		4	659,3	2254,4
	Y			659,3	2401,2

Considerando os alinhamentos mais solicitados

Alinham.	A		G	
Nº pisos	2	4	2	4
γ_M	1,7			
Área (m^2)	0,96		2,20	
f_{vk0} (KN)	200			
$0,065f_b$	325,0			
N_{sd} (KN)	67,0	160,9	183,9	363,5
$V_{Rd\,min.}$ (kN)	112,9		258,8	
$V_{Rd\,max.}$ (kN	183,5		420,6	
V_{Rd} (KN)	128,7	150,8	302,1	344,3

Alinham.	A		G	
Zona sísm.	A (2 pisos)	D (4 pisos)	A (2 pisos)	D (4 pisos)
Tipo A. S.	1			
V_{sd} (kN)	139,7	91,4	78,9	51,7
V_{Rd} (kN)	128,7	150,8	302,1	344,3

Alinham.	1	
Nº pisos	2	4
γ_M	1,7	
Área (m^2)	2,20	
f_{vk0} (kN)	200	
$0,065f_b$	325,0	
N_{sd} (kN)	186,0	366,6
$V_{Rd\,min.}$ (kN)	258,8	
$V_{Rd\,máx}$ (kN)	420,6	
V_{Rd} (kN)	302,6	345,1

Alinham.	1	
Zona sísm.	A (2 pisos)	D (4 pisos)
Tipo A. S.	1	
V_{sd} (kN)	259,8	170,1
V_{Rd} (kN)	302,6	345,1

b) Compressão e tracção

A verificação é feita apenas para a combinação de acções de base sismo para as paredes em situação mais desfavorável.

Paredes X12 e X13

Zona A								
Comprim. (m)	Forças							
	Sísmicas		N_{sd}		Força F (kN)	Tracção T (kN/m)	Totais (kN/m)	
	Pisos (kN)	Altura (m)	(kN)	(kN/m)			Tracção	Compres.
4,30	15,1	5,90	40,6	9,4	43,5	40,5	15,6	65,3
	11,8	3,00	106,9	24,9				
	Resultante							
	26,9	4,63						

Zona D								
Comprim. (m)	Forças							
	Sísmicas		N_{sd}		Força F (kN)	Tracção T (kN/m)	Totais (kN/m)	
	Pisos (kN)	Altura (m)	(kN)	(kN/m)			Tracção	Compres.
4,30	5,3	11,70	40,6	9,4	51,2	47,6	-8,1	103,3
	6,1	8,80	106,9	24,9				
	4,1	5,90	173,2	40,3				
	2,1	3,00	239,6	55,7				
	Resultante							
	17,6	8,31						

Paredes Y2 e Y4 (alinhamento 2)

Zona A								
Comprim. (m)	Forças							
	Sísmicas		N_{sd}		Força F (kN)	Tracção T (kN/m)	Totais (kN/m)	
	Pisos (kN)	Altura (m)	(kN)	(kN/m)			Tracção	Compres.
11,00	97,8	5,90	127,9	11,6	109,8	39,9	10,7	69,1
	76,1	3,00	321,4	29,2				
	Resultante							
	173,9	4,63						

Zona D								
Comprim. (m)	Forças							
	Sísmicas		N_{sd}		Força F (kN)	Tracção T (kN/m)	Totais (kN/m)	
	Pisos (kN)	Altura (m)	(kN)	(kN/m)			Tracção	Compres.
11,00	34,3	11,70	127,9	11,6	129,1	46,9	0,1	93,7
	39,5	8,80	321,4	29,2				
	26,5	5,90	514,8	46,8				
	13,5	3,00	708,2	64,4				
	Resultante							
	113,9	8,31						

Cálculo da resistência à compressão

f_k = 3.1 N/mm^2, considerando unidades U5 do grupo 1 e argamassa-cola M5/M10.

ρ_2	h (m)	h_{ef} (m)
0,75	2,68	2,01

h_{ef} (m)	t_{ef} (m)	Φ
2,01	0,24	0,773
2,01	0,20	0,739

Paredes	t_{ef} (m)	Comp. (m)	Φ	f_k (KN/m^2)	A (m^2)	γ_M	N_{Rd} (KN)
X12 e X13	0,24	4,30	0,773	3100	1,0320	2,5	989,0
Y2 e Y4	0,20	11,00	0,739		2,2000		2015,7

Verificação à tracção e à compressão								
Paredes	Zona	Tracção				Compressão		
		T_{Sd} (kN/m)	T_{Sd} (kN)	T_{Rd} (kN)	Armadura	N_{Sd} (kN/m)	N_{Sd} (kN)	N_{Rd} (kN)
X12 e X13	A	15,6	12,8	0,0	Mínima	65,3	86,9	989,0
	D	-8,1	-1,8	0,0	Mínima	103,3	198,9	
Y2 e Y4	A	10,7	Armadura mínima			69,1	321,4	2015,7
	D	0,1	Armadura mínima			93,7	514,8	

c) Compressão

A combinação de acções mais severa em relação à compressão é a combinação de acções de base sobrecarga.

Parede	t_{ef} (m)	Comp. (m)	Φ	f_k (KN)	A (m^2)	γ_M	N_{Rd} (KN)	N_{Sd} (KN)
X8	0,20	3,00	0,739	3100	0,6000	2,5	549,7	309,7
Y5	0,20	7,10	0,739		1,4200		1301,1	995,0
X6	0,20	1,40	0,739		0,2800		256,5	183,2
X14	0,24	1,30	0,773		0,3120		299,0	187,8

d) Flexão lateral

Considerou-se a combinação de acções de base vento a mais desfavorável em relação à flexão lateral.

Atendendo a que o EC6 não apresenta dados suficientes para a aplicação das expressões apresentadas, fez-se uma análise sumária, com recurso a valores indicados pela BS5628 [38] que evidenciou que esta verificação não é condicionante.

2.2.3.2 Estado limite de utilização

Verificação dos deslocamentos nos alinhamentos extremos

Zona	Alinhamen	Cob./piso	d_e (mm)	q_d	γ_I	d_s (mm)
A	A	Cobertura	1,87	2,0	1,0	3,73
		Piso	0,48			0,97
	G	Cobertura	3,56			7,13
		Piso	0,45			0,89
	I	Cobertura	3,22			6,44
		Piso	1,25			2,50
D	A	Cobertura	3,54			7,07
		3° piso	2,17			4,34
		2° piso	0,69			1,37
		1° piso	0,13			0,26
	G	Cobertura	9,32			18,65
		3° piso	4,69			9,38
		2° piso	1,02			2,03
		1° piso	0,09			0,18
	I	Cobertura	3,88			7,77
		3° piso	3,27			6,54
		2° piso	1,44			2,88
		1° piso	0,37			0,73

Zona	Alinhamen	Cob./piso	d_s (mm)	h (m)	υ	d_r/υ	0,002h
A	A	Cobertura	3,73	2,90	2,0	0,0014	0,0058
		Piso	0,97				
	G	Cobertura	7,13			0,0031	
		Piso	0,89				
	I	Cobertura	6,44			0,0020	
		Piso	2,50				
D	A	Cobertura	7,07			0,0014	
		3° piso	4,34				
		2° piso	1,37			0,0015	
		1° piso	0,26			0,0006	
	G	Cobertura	18,65			0,0046	
		3° piso	9,38				
		2° piso	2,03			0,0037	
		1° piso	0,18			0,0009	
	I	Cobertura	7,77			0,0006	
		3° piso	6,54				
		2° piso	2,88			0,0018	
		1° piso	0,73			0,0011	

Como $dr/\upsilon < 0{,}002h$ está satisfeita a verificação ao estado limite de utilização.

2.3 Solução estrutural com paredes resistentes em tijolos face à vista perfurados

2.3.1 Características gerais

2.3.1.1 Alvenaria

Tijolos perfurados considerados unidades do grupo 2a e argamassa M10:

			Observações
Unidades	Resistência à compressão, f_b (KN/m^2)	8820	Considerou-se: $E = 1000f_k$ $G = 0,4E$
Alvenaria	Resistência à compressão, f_k (KN/m^2)	4026	
	Módulo de elasticidade, E (KN/m^2)	4,03E+06	
	Módulo de distorção, G (KN/m^2)	1,61E+06	
	Resistência ao corte, f_{vk0} (KN/m^2)	300	
Argamassa	M10 (f_m, kN/m^2)	10000	

2.3.1.2 Acções verticais

	Lajes			
	Piso	Cobertura	Escadas	Varandas
Peso próprio (kN/m^2)	3,25	3,25	7,50	3,25
Revestimentos (kN/m^2)	0,85	1,75	0,85	0,85
Sobrecargas (kN/m^2)	2,00	1,00	2,00	5,00

	Paredes	Observações
Fachada (KN/m^2)	4,60	(*) Acção transformada em acção uniformemente distribuida nos pisos de acordo com o artº 15 do RSA [58], no entanto dado o reduzido número destas paredes considerou-se apenas 10% do valor indicado, ou seja 0,16 kN/m^2.
Empena (KN/m^2)	6,00	
Interiores resistentes (KN/m^2)	4,60	
Interiores não resistentes (KN/m^2) (*)	1,55	

2.3.1.3 Paredes

a) Valores globais segundo X

Parede	Espessura (m)	Comprim. (m)	Área (m^2)	y_g (m)	I_x (m^4)	G (kN/m^2)	K_x (kN/m)	$Kx/\Sigma Kx$ (%)
X1	0,23	4,00	0,9200	0,125	1,227		288193,3	11,8
2*X2	0,23	1,45	0,6670	1,575	0,117		60127,4	2,5
2*X3	0,23	3,30	1,5180	1,575	1,378		404457,7	16,6
2*X4	0,23	1,15	0,5290	1,575	0,058		32142,6	1,3
2*X5	0,23	3,50	1,6100	4,100	1,644		452475,3	18,6
X6	0,23	1,60	0,3680	4,100	0,157		38869,7	1,6
2*X7	0,23	3,20	1,4720	5,800	0,628		380888,5	15,6
2*X8	0,23	3,20	1,4720	8,100	1,256		380888,5	15,6
X9	0,23	3,00	0,6900	8,100	1,035	1,61E+06	167395,8	6,9
2*X10	0,23	1,20	0,5520	10,825	0,066		36130,5	1,5
2*X11	0,23	1,20	0,5520	10,825	0,066		36130,5	1,5
2*X12	0,23	1,45	0,6670	12,325	0,058		60127,4	2,5
2*X13	0,23	1,45	0,6670	12,325	0,058		60127,4	2,5
2*X14	0,23	1,20	0,5520	12,325	0,066		36130,5	1,5
		Totais	12,24	——	7,815	——	2434085,2	100,0

Nota: A área de parede na direcção X representa 5% do valor da área do piso, valor superior ao mínimo exigido pelo DNA [69] para qualquer das zonas sísmicas.

b) Valores globais segundo Y

Parede	Espessura (m)	Comprim. (m)	Área (m^2)	x_g (m)	I_y (m^4)	G (kN/m^2)	K_y (kN/m)	$Ky/\Sigma Ky$ (%)
2*Y1	0,23	11,00	5,0600	10,500	51,022		2347948,0	40,4
2*Y2	0,23	4,55	2,0930	10,500	3,611		716585,0	12,3
2*Y3	0,23	2,85	1,3110	10,500	0,887	1,61E+06	301273,3	5,2
2*Y4	0,23	5,65	2,5990	10,500	6,914		1001112,6	17,2
2*Y5	0,23	7,35	3,3810	10,500	15,221		1438093,3	24,8
		Totais	14,44	——	77,655	——	5805012,2	100,0

Nota: A área de parede na direcção Y representa 6% do valor da área do piso, valor superior ao mínimo exigido pelo DNA [69] para qualquer das zonas sísmicas.

2.3.1.4 Centro de massa e de rigidez

a) Centro de massa

Cobertura

Cobertura	Dimensões (m^2)	Carga (kN/m^2)		m_i (kN)	y_i (m)	$m_i y_i$ (kNm)	Σm_i (kN)	y_G (m)
Laje	231,00	Peso próp.	3,25	750,75	6,95	5217,71	1184,00	6,80
		Revest.	1,75	404,25		2809,54		
	5,80	Peso próp.	3,25	18,85	0,725	13,67		
		Revest.	1,75	10,15		7,36		
A grandeza m_i não é uma massa, mas um peso.								

Pisos

Pisos		Dimensões (m^2)	Carga (kN/m^2)		m_i (kN)	y_i (m)	$m_i y_i$ (kNm)	y_G (m)
Laje		18,75	Peso próp.	3,25	60,94	11,700	712,97	6,69
			Divisórias	1,55	29,06		340,03	
			Sobrec.	2,00	37,50		438,75	
			Revest.	0,85	15,94		186,47	
		12,60	Peso próp.	3,25	40,95	11,700	479,12	
			Divisórias	1,55	19,53		228,50	
			Sobrec.	5,00	63,00		737,10	
			Revest.	0,85	10,71		125,31	
		136,50	Peso próp.	3,25	443,63	7,300	3238,46	
			Divisórias	1,55	211,58		1544,50	
			Sobrec.	2,00	273,00		1992,90	
			Revest.	0,85	116,03		846,98	
		43,50	Peso próp.	3,25	141,38	2,700	381,71	
			Divisórias	1,55	67,43		182,05	
			Sobrec.	2,00	87,00		234,90	
			Revest.	0,85	36,98		99,83	
		13,50	Peso próp.	6,25	84,38	2,125	179,30	
			Sobrec.	2,00	27,00		57,38	
			Revest.	0,85	11,48		24,38	
Paredes	Alinham. A	10,72	4,60		49,31	0,125	6,16	
	Alinham. B	46,63	4,60		214,50	1,575	337,83	
	Alinham. C	34,30	4,60		157,78	4,100	646,90	
	Alinham. D	21,98	4,60		101,11	5,800	586,43	
	Alinham. E	33,79	4,60		155,43	8,100	1259,02	
	Alinham. F	24,66	4,60		113,44	10,825	1227,94	
	Alinham. G	33,79	4,60		155,43	12,325	1915,72	
	Alinham. 1	29,48	6,00		176,88	6,950	1229,32	
	Alinham. 2	29,48	4,60		135,61	6,950	942,48	
	Alinham. 3	29,48	4,60		135,61	6,950	942,48	
	Alinham. 4	29,48	4,60		135,61	6,950	942,48	
	Alinham. 5	29,48	6,00		176,88	6,950	1229,32	
	Alinham. 6	29,48	4,25		125,29	6,950	870,77	
						Σm_i (kN)	3610,35	

Notas - Considerou-se além das cargas permanentes, 40% da sobrecarga de utilização, como valor quase permanente.
A grandeza m_i não é uma massa, mas um peso.

Síntese

Como o edifício é simétrico na direcção X, x_R = 10,50 m

	x_G (m)	y_G (m)
Cobertura	10,50	6,80
Restantes pisos	10,50	6,69

b) Centro de rigidez

Parede	k_{xi} (kN/m)	y_i (m)	$k_{xi}y_i$ (kN)	Σk_{xi} (kN/m)	y_R (m)
X1	288193,3	0,125	36024,2		
X2	60127,4	1,575	94700,7		
X3	404457,7	1,575	637020,8		
X4	32142,6	1,575	50624,6		
X5	452475,3	4,100	1855148,9		
X6	38869,7	4,100	159365,6		
X7	380888,5	5,800	2209153,0		
X8	380888,5	8,100	3085196,5	2434085,2	5,01
X9	167395,8	8,100	1355906,3		
X10	36130,5	10,825	391113,0		
X11	36130,5	10,825	391113,0		
X12	60127,4	12,325	741070,6		
X13	60127,4	12,325	741070,6		
X14	36130,5	12,325	445308,8		

x_R (m)	y_R (m)
10,50	5,01

2.3.2 Acções e combinações de acções

2.3.2.1 Estado limite último

a) Acção de base sismo

Acção dos sismos

Quantificação de acções

Acções permanentes

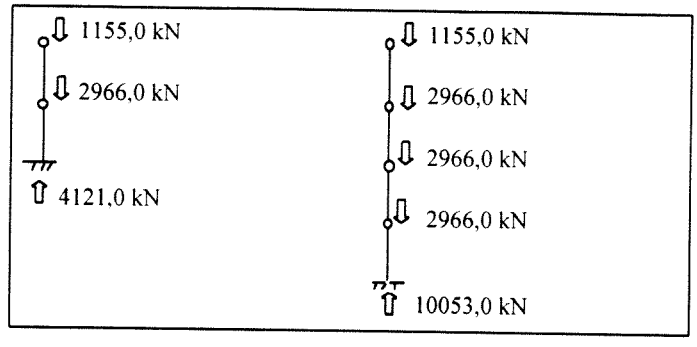
Acções permanentes, G_{ki}		Quantificação	Área ou comprimento	Total (kN)	G_{ki} (kN)
Cobertura	Laje	5,00 kN/m^2	231,00 m^2	1155,0	1155,0
Pisos	Laje	4,10 kN/m^2	216,60 m^2	888,1	2870,9
	Escadas	5,00 kN/m^2	14,40 m^2	72,0	
	Paredes de fachada	12,33 kN/m	42,00 m	517,8	
	Paredes de empena	19,83 kN/m	22,00 m	436,3	
	Paredes int. resistentes	12,33 kN/m	74,80 m	922,1	
	Paredes divisórias	0,16 kN/m^2	216,60 m^2	34,7	

Acções variáveis

Acções variáveis	ψ_{2i}	S_c (kN/m^2)	Área (m^2)	$\psi_{2i}Q_{ki}$ (kN)	Totais (kN)
Cobertura	0,0	1,00	231,0	0,0	0,0
Pisos	0,2	5,00	8,4	8,4	95,0
		2,00	216,6	86,6	

Totais

N_{sd} totais	Cobertura	Piso
Gkj (kN)	1155,0	2870,9
$\psi_{2i}Q_{ki}$ (kN)	0,0	95,0
N_{Sd} (kN)	1155,0	2966,0



Período fundamental do Edifício

Considerando solo tipo B

Nº pisos	C_t	Altura (m)	T_1 (s)	Notas
2	0,05	5,90	0,19	$T_1 < 2,0$ s e $T_1 < 4*T_C = 1,4$ s, A. S. tipo 1
4		11,70	0,32	$T_1 < 2,0$ s e $T_1 < 4*T_C = 3,6$ s, A. S. tipo 2

Cálculo de $S_d(T)$

Acção sísmica (A. S.)	Tipo 1	Tipo 2
Período	T_B T T_C	T_B T T_C
Zona A	0,12 < 0,19 < 0,35	0,25 > 0,19 < 0,90
Zona D	0,12 < 0,32 < 0,90	0,25 < 0,32 < 0,90

Zona	A. S.	Acel. (m/s^2)	α	s	β_0	q	$S_d(T)$
A	1	2,7	0,276	1,0	2,5	2	0,3444
	2	1,6	0,163	1,1			0,2137
D	1	0,8	0,082	1,0			0,1020
	2	0,5	0,051	1,1			0,0702

Força de corte basal

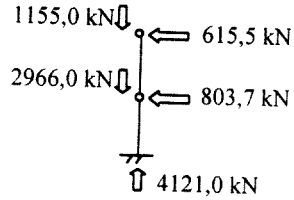
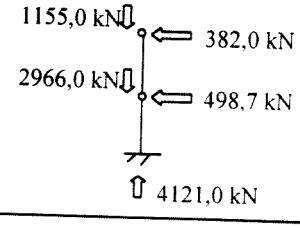
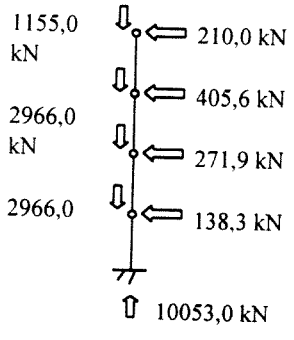
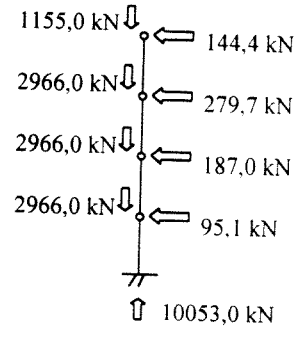
Zonas	A. S.	$S_d(T)$	Nº pisos	W (kN)	F_b (kN)
A	1	0,3444	2	4121,0	1419,2
	2	0,2137			880,7
D	1	0,1020	4	10053,0	1025,8
	2	0,0702			705,2

Distribuição da acção dos sismos em altura, F_i

Acção sísmica tipo 1						
Zona	Piso/Cob.	F_b (kN)	z_i (m)	W_i (kN)	F_i (kN)	
A	Cobertura	1419,2	5,9	1155,0	615,5	⇐ 615,5 kN
			3,0	2966,0		
	Piso		3,0	2966,0	803,7	⇐ 803,7 kN
			5,9	1155,0		
D	Cobertura	1025,8	11,7	1155,0	210,0	⇐ 210,0 kN
			8,8	2966,0		
			5,9	2966,0		
			3,0	2966,0		
	3° Piso		8,8	2966,0	405,6	⇐ 405,6 kN
			11,7	1155,0		
			5,9	2966,0		
			3,0	2966,0		
	2° Piso		5,9	2966,0	271,9	⇐ 271,9 KN
			11,7	1155,0		
			8,8	2966,0		
			3,0	2966,0		
	1° Piso		3,0	2966,0	138,3	⇐ 138,3 KN
			11,7	1155,0		
			8,8	2966,0		
			5,9	2966,0		

Acção sísmica tipo 2						
Zona	Piso/Cob.	F_b (kN)	z_i (m)	W_i (kN)	F_i (kN)	
A	Cobertura	880,7	5,9	1155,0	382,0	⇐ 382,0 kN
			3,0	2966,0		
	Piso		3,0	2966,0	498,7	⇐ 498,7 kN
			5,9	1155,0		
D	Cobertura	705,2	11,7	1155,0	144,4	⇐ 144,4 kN
			8,8	2966,0		
			5,9	2966,0		
			3,0	2966,0		
	3° Piso		8,8	2966,0	279,7	⇐ 279,7 kN
			11,7	1155,0		
			5,9	2966,0		
			2,9	2966,0		
	2° Piso		5,9	2966,0	187,0	⇐ 187,0 kN
			11,7	1155,0		
			8,8	2966,0		
			3,0	2966,0		
	1° Piso		3,0	2966,0	95,1	⇐ 95,1 kN
			11,7	1155,0		
			8,8	2966,0		
			5,9	2966,0		

Representação esquemática das forças envolvidas na combinação de acções de base sismo

Zona sism.	Acção sísmica tipo 1	Acção sísmica tipo 2
A		
D		
Nota - Como se observa pelas forças indicadas a acção sísmica tipo 1 é mais gravosa, assim a partir de agora desprezar-se-à a acção sísmica tipo 2 neste exemplo de dimensionamento		

Distribuição das forças sísmicas nos alinhamentos extremos considerando excentricidades

Forças associadas a movimentos de translacção, T_i

A. S.	Zona	Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	F_i (kN)	K_i (kN/m)	K_i (kN/m)	T_i (kN)
I	A	X	A	Cobertura	615,5	288193,3	2434085,2	72,9
				Piso	803,7			95,2
			G	Cobertura	615,5	156385,4		39,5
				Piso	803,7			51,6
		Y	1	Cobertura	615,5	1173974,0	5805012,2	124,5
				Piso	803,7			162,5
			2	Cobertura	615,5	858848,8		91,1
				Piso	803,7			118,9
	D	X	A	Cobertura	210,0	288193,3	2434085,2	24,9
				3° Piso	405,6			48,0
				2° Piso	271,9			32,2
				1° Piso	138,3			16,4
			G	Cobertura	210,0	156385,4		13,5
				3° Piso	405,6			26,1
				2° Piso	271,9			17,5
				1° Piso	138,3			8,9
		Y	1 = 6	Cobertura	210,0	1173974,0	5805012,2	42,5
				3° Piso	405,6			82,0
				2° Piso	271,9			55,0
				1° Piso	138,3			28,0
			2	Cobertura	210,0	858848,8		31,1
				3° Piso	405,6			60,0
				2° Piso	271,9			40,2
				1° Piso	138,3			20,5

Forças associadas a movimentos de rotação, R_i

Direcção	Alinham.	Kxi (kN/m)	y_R (m)	y_i (m)	$y_i - y_R$ (m)	I_p (kNm)
X	A	288193,3	5,01	0,125	4,884	6874965,3
	B	496727,7		1,575	3,434	5858268,2
	C	491345,0		4,100	0,909	406166,6
	D	380888,5		5,800	0,791	238194,9
	E	548284,3		8,100	3,091	5237788,5
	F	72261,1		10,825	5,816	2444125,2
	G	156385,4		13,325	8,316	10814449,0
					Total	31873957,7

Direcção	Alinham.	Kyi (kN/m)	x_R (m)	x_i (m)	$x_i - x_R$ (m)	I_p (kNm)
Y	1	1173974,0	10,50	0,100	10,400	126977027,9
	2	358293,8		4,200	6,300	14220681,7
	3	869683,3		8,600	1,900	3139556,6
	4	858848,8		12,400	1,900	3100444,2
	5	869683,3		16,800	6,300	34517728,9
	6	1173974,0		20,900	10,400	126977027,9
					Total	308932467,2
					ΣI_p (kNm)	340806424,9

Cálculo da excentricidade acidental, e

	X	Y
Constante	0,05	
l (m)	21	12,45
e (m)	1,050	0,623

Accão sísmica tipo 1 na zona A								
Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	F_h (kN)	K_i (kN/m)	d_i (m)	e (m)	I_p (kNm)	R_i (kN)
X	A	Cobertura	615,5	288193,3	4,884	0,623	340806424,9	4,3
		Piso	803,7					5,6
	G	Cobertura	615,5	156385,4	8,316			3,9
		Piso	803,7					5,1
Y	1	Cobertura	615,5	1173974,0	10,400	1,050		36,9
		Piso	803,7					48,2
	2	Cobertura	615,5	858848,8	6,300	1,050		16,3
		Piso	803,7					21,3

Acção sísmica tipo 1 na zona D								
Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	F_h (kN)	K_i (kN/m)	d_i (m)	e (m)	I_p (kNm)	R_i (kN)
X	A	Cobertura	210,0	288193,3	4,884	0,623	340806424,9	1,5
		3° Piso	405,6					2,8
		2° Piso	271,9					1,9
		1° Piso	138,3					1,0
	G	Cobertura	210,0	156385,4	8,316			1,3
		3° Piso	405,6					2,6
		2° Piso	271,9					1,7
		1° Piso	138,3					0,9
Y	1	Cobertura	210,0	1173974,0	10,400	1,050		12,6
		3° Piso	405,6					24,3
		2° Piso	271,9					16,3
		1° Piso	138,3					8,3
	2	Cobertura	210,0	858848,8	6,300	1,050		5,6
		3° Piso	405,6					10,8
		2° Piso	271,9					7,2
		1° Piso	138,3					3,7

Força horizontal de corte total, H_i

A.S.	Zona	Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	T_i (kN)	R_i (kN)	H_i (kN)
1	A	X	A	Cobertura	72,9	4,3	77,1
				Piso	95,2	5,6	100,7
			G	Cobertura	39,5	3,9	43,5
				Piso	51,6	5,1	56,8
		Y	1 e 6	Cobertura	124,5	36,9	161,4
				Piso	162,5	48,2	210,7
			2	Cobertura	91,1	16,3	107,4
				Piso	118,9	21,3	140,2
	D	X	A	Cobertura	24,9	1,5	26,3
				3° Piso	48,0	2,8	50,8
				2° Piso	32,2	1,9	34,1
				1° Piso	16,4	1,0	17,3
			G	Cobertura	13,5	1,3	14,8
				3° Piso	26,1	2,6	28,6
				2° Piso	17,5	1,7	19,2
				1° Piso	8,9	0,9	9,8
		Y	1 e 6	Cobertura	42,5	12,6	55,1
				3° Piso	82,0	24,3	106,3
				2° Piso	55,0	16,3	71,3
				1° Piso	28,0	8,3	36,2
			2	Cobertura	31,1	5,6	36,6
				3° Piso	60,0	10,8	70,8
				2° Piso	40,2	7,2	47,5
				1° Piso	20,5	3,7	24,1

b) Acção de base sobrecarga

Paredes que suportam lajes

Parede X8		Largura de influência (m)		Compr. da parede (m)	Altura (m)	Carga (kN/m²)	1,5G_{kj} (kN)	1,5Q_{ki} (kN)
G_{kj}	L. cob.	4,00	2,10	——	——	5,00	77,8	——
	L. piso	4,00	2,10	——	——	4,10	30,6	——
	Par. divis.	4,00	2,10	——	——	0,16	2,0	
	Par. resist.	——	——	3,00	2,90	4,60	60,0	——
Q_{ki}	Sob. cob.	4,00	2,10	——	——	1,00	——	15,6
	Sob. piso	4,00	2,10	——	——	2,00	——	14,9

N_{Sd} (kN)	476,3

Parede Y5		Largura de influência (m)		Compr. da parede (m)	Altura (m)	Carga (kN/m²)	1,5G_{kj} (kN)	1,5Q_{ki} (kN)
G_{kj}	L. cob.	4,20	3,60	——	——	5,00	62,8	——
	L. piso	4,20	3,60	——	——	4,10	55,7	——
	Par. resist.	——	——	7,10	2,90	4,60	142,1	——
	Par. divis.	4,20	3,60	——		0,16	7,0	
Q_{ki}	Sob. cob.	4,20	3,60	——	——	1,00	——	43,9
	Sob. piso	4,20	3,60	——	——	2,00	——	87,8
	Sob. var.	4,20	——	——	——	5,00	——	19,7

N_{Sd} (kN)	1185,5

Parede X6		Largura de influência (m)		Compr. da parede (m)	Altura (m)	Carga (kN/m²)	1,5G_{kj} (kN)	1,5Q_{ki} (kN)
G_{kj}	L. cob.	3,80	——	——	——	5,00	32,8	——
	L. escada	1,10	——	——	——	7,50	28,5	——
	Par. resist.	——	——	1,40	2,90	4,60	28,0	——
Q_{ki}	Sob. cob.	3,80	——	——	——	1,00	——	6,6
	Sob. var.	1,10	——	——	——	5,00	——	19,0

N_{Sd} (kN)	293,7

Parede X14		Largura de infl. (m)	Compr. da parede (m)	Altura (m)	Carga (kN/m²)	1,5G_{kj} (kN)	1,5Q_{ki} (kN)	0,6W_{ki} (kN)
G_{kj}	L. cob.	4,00	——	——	5,00	30,0	——	——
	L. piso	4,00	——	——	4,10	24,6	——	——
	Par. divis.	4,00	——	——	0,16	1,0	——	——
	Par. resist.	——	1,30	2,90	4,60	26,0	——	——
Q_{ki}	Sob. cob.	4,00	——	——	1,00	——	6,0	——
	Sob. Piso	4,00	——	——	2,00	——	12,0	——
W_{ki}	Par. resist.	2,00	1,30	2,90	1,19	——	——	6,9

N_{Sd} (kN)	252,7

V_{Sd} (kN)	40,0

c) Acção de base vento

Acções permanentes

Acções permanentes, G_{ki}		Quantificação	Área ou comprimento	Total (kN)	$1,5G_{ki}$ (kN)
Cobertura	Laje	5,00 kN/m^2	231,00 m^2	1155,0	1732,5
Pisos	Laje	4,10 kN/m^2	216,60 m^2	888,1	4236,6
	Escadas	7,50 kN/m^2	14,40 m^2	108,0	
	Paredes de fachada	12,33 kN/m	42,00 m	517,8	
	Paredes de empena	16,08 kN/m	22,00 m	353,8	
	Paredes int. resistentes	12,33 kN/m	74,80 m	922,1	
	Paredes divisórias	0,16 kN/m^2	216,60 m^2	34,7	

Acções variáveis

Acções variáveis	ψ_{2i}	S_c (kN/m^2)	Área (m^2)	$\psi_{2i}Q_{ki}$ (kN)	Totais (kN)
Cobertura	0,0	1,00	231,0	0,0	0,0
Pisos	0,6	5,00	8,4	25,2	285,1
		2,00	216,6	259,9	

Acção do vento no plano da parede, W_{ki}							
Direcção	Alinham.	Altura (m)	Largura de influência (m)	W_{ki} (kN)	$1,5W_{ki}$ (kN)	Total (kN) 2 pisos	Total (kN) 4 pisos
X	A	2,90	0,85	1,19	4,4	106,6	213,3
	B		3,00		15,5		
	D		2,10		10,9		
	G		2,25		11,6		
Y	1		2,15		11,1	217,4	434,8
	2		4,25		22,0		
	3		4,10		21,2		

Acção do vento no plano perpendicular à parede, W_{ki}							
Direcção	Alinham.	Altura (m)	Comprim. (m)	W_{ki} (kN)	$1,5W_{ki}$ (kN)	Total (kN) 2 pisos	Total (kN) 4 pisos
X	A	2,90	4,00	1,19	20,7	217,4	434,8
	B		17,00		88,0		
	G		16,70		86,4		
Y	1		11,00		56,9	113,9	227,8

Totais

N_{sd} totais	Cobertura	Piso
Gkj (kN)	1732,5	4236,6
$\psi_{2i}Q_{ki}$ (kN)	0,0	285,1
N_{Sd} (kN)	1732,5	4521,7

2.3.2.2 Estado limite de utilização

Deslocamentos nos alinhamentos extremos, d_e, considerando excentricidades acidentais

Zona A, acção sísmica tipo 1								
Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	H_i (kN)	h_i (m)	EI_i (kNm^2)	G (m^4)	A_i (m^2)	d_e (mm)
X	A	Cobertura	77,1	5,9	2963136,0	9,66E+05	0,92	0,96
		Piso	100,7	3,0				0,42
	G	Cobertura	43,5	5,9	442305,9		1,89	1,82
		Piso	56,8	3,0				0,38
Y	1	Cobertura	161,4	5,9	61623969,0		2,53	0,43
		Piso	210,7	3,0				0,27

Zona D, acção sísmica tipo 1								
Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	H_i (kN)	h_i (m)	EI_i (kNm^2)	G (m^4)	A_i (m^2)	d_e (mm)
X	A	Cobertura	26,3	11,7	2963136,0	9,66E+05	0,92	1,53
		3° Piso	50,8	8,8				1,48
		2° Piso	34,1	5,9				0,42
		1° Piso	17,3	3,0				0,07
	G	Cobertura	14,8	11,7	442305,9		1,89	4,57
		3° Piso	28,6	8,8				3,82
		2° Piso	19,2	5,9				0,81
		1° Piso	9,8	3,0				0,07
Y	1	Cobertura	55,1	11,7	61623969,0		2,53	0,38
		3° Piso	106,3	8,8				0,48
		2° Piso	71,3	5,9				0,19
		1° Piso	36,2	3,0				0,05

2.3.3 Verificação da estabilidade

2.3.3.1 Estados limite últimos

a) Corte

Como a combinação de acções de base sismo é a mais exigente relativamente ao corte é esta combinação verificada.

Verificação ao corte

Considerando a globalidade do edifício

Direcção	X		Y	
N° pisos	2	4	2	4
γ_M	1,70			
Área (m^2)	12,24		14,44	
f_{vk0} (kN)	300,0			
$0,065f_b$	573,3			
N_{sd} (kN)	4121,0	10053,0	4121,0	10053,0
$V_{Rd\,min.}$ (kN)	2159,3		2548,9	
$V_{Rd\,max.}$ (kN	4126,4		4871,0	
V_{Rd} (kN)	3128,9	4126,4	3518,6	4871,0

Nota - O EC8 [69] indica como complemento ao EC6 [6] algumas disposições para o dimensionamento de edifícios em alvenaria resistente em regiões sísmicas. Uma destas disposições é a consideração de um valor de γ_M igual a 1,7 para categorias de execução e de controle de fabrico intermédias.

Zona	Direcção	A. S.	N° de pisos	F_b (kN)	V_{Rd} (kN)
A	X	1	2	1419,2	3128,9
	Y			1419,2	3518,6
D	X		4	1025,8	4126,4
	Y			1025,8	4871,0

Considerando os alinhamentos mais solicitados

Alinham.	A		G	
N° pisos	2	4	2	4
γ_M	1,7			
Área (m^2)	0,92		1,89	
f_{vk0} (kN)	300			
$0,065f_b$	573,3			
N_{sd} (kN)	133,6	294,1	369,5	734,7
$V_{Rd\,min.}$ (kN)	162,4		332,8	
$V_{Rd\,máx.}$ (kN	310,3		636,0	
V_{Rd} (kN)	193,8	231,5	419,8	505,7

Alinham.	A		G	
Zona sísm.	A (2 pisos)	D (4 pisos)	A (2 pisos)	D (4 pisos)
Tipo A. S.	1			
V_{sd} (kN)	177,8	128,5	100,2	72,5
V_{Rd} (kN)	193,8	231,5	419,5	505,7

Alinham.	1	
N° pisos	2	4
γ_M	1,7	
Área (m^2)	2,53	
f_{vk0} (kN)	300	
$0,065f_b$	573,3	
N_{sd} (kN)	426,6	814,3
$V_{Rd\,min.}$ (kN	446,5	
$V_{Rd\,máx}$ (kN	853,2	
V_{Rd} (kN)	546,8	638,1

Alinhamento	1	
Zona sísmica	A (2 pisos)	D (4 pisos)
Tipo Acção Sísmica	1	
V_{sd} (kN)	372,1	268,9
V_{Rd} (kN)	546,8	638,1

b) Compressão e tracção

A verificação é feita apenas para a combinação de acções de base sismo para as paredes em situação mais desfavorável.

Paredes X12 e X13

Zona A								
Comprim. (m)	Forças							
	Sísmicas		N_{sd}		Força F (kN)	Tracção T (kN/m)	Totais (kN/m)	
	Pisos (kN)	Altura (m)	(kN)	(kN/m)			Tracção	Compres.
4,30	14,8	5,90	40,6	9,4	50,8	47,3	15,0	79,5
	19,4	3,00	138,7	32,2				
	Resultante							
	34,2	4,26						

Zona D								
Comprim. (m)	Forças							
	Sísmicas		N_{sd}		Força F (kN)	Tracção T (kN/m)	Totais (kN/m)	
	Pisos (kN)	Altura (m)	(kN)	(kN/m)			Tracção	Compres.
4,30	9,0	11,70	40,6	9,4	120,0	111,6	33,8	189,5
	17,3	8,80	138,7	32,2				
	11,6	5,90	236,8	55,1				
	5,9	3,00	334,9	77,9				
	Resultante							
	43,9	7,84						

Paredes Y2 e Y4 (Alinhamento 2)

Zona A								
Comprim. (m)	Forças							
	Sísmicas		N_{sd}		Força F (kN)	Tracção T (kN/m)	Totais (kN/m)	
	Pisos (kN)	Altura (m)	(kN)	(kN/m)			Tracção	Compres.
11,00	107,4	5,90	127,9	11,6	143,8	52,3	14,3	90,3
	140,2	3,00	418,0	38,0				
	Resultante							
	247,7	4,26						

Zona D								
Comprim. (m)	Forças							
	Sísmicas		N_{sd}		Força F (kN)	Tracção T (kN/m)	Totais (kN/m)	
	Pisos (kN)	Altura (m)	(kN)	(kN/m)			Tracção	Compres.
11,00	36,6	11,70	127,9	11,6	191,5	69,6	5,2	134,0
	70,8	8,80	418,0	38,0				
	47,5	5,90	708,1	64,4				
	24,1	3,00	998,2	90,7				
	Resultante							
	179,0	7,84						

Cálculo da resistência à compressão

f_k = 4,03 N/mm^2, considerando unidades do grupo 2a e argamassa M10.

ρ_2	h (m)	h_{ef} (m)
0,75	2,68	2,01

h_{ef} (m)	t_{ef} (m)	Φ
2,01	0,23	0,766

Paredes	t_{ef} (m)	Comp. (m)	Φ	f_k (KN/m^2)	A (m^2)	γ_M	N_{Rd} (KN)
X12 e X13	0,23	4,30	0,766		0,9890		1220,0
Y2 e Y4	0,23	11,00	0,766	4026	2,5300	2,5	3120,9

Verificação à tracção e à compressão								
Paredes	Zona	Tracção				Compressão		
		T_{Sd} (kN/m)	T_{Sd} (kN)	T_{Rd} (kN)	Armadura	N_{Sd} (kN/m)	N_{Sd} (kN)	N_{Rd} (kN)
X12 e X13	A	15,0	12,3	0,0	Mínima	79,5	105,8	1220,0
	D	33,8	7,6	0,0	Mínima	189,5	364,8	
Y2 e Y4	A	14,3	Armadura mínima			90,3	418,0	3120,9
	D	5,2	Armadura mínima			134,0	708,1	

c) Compressão

A combinação de acções mais severa em relação à compressão é a combinação de acções de base sobrecarga.

Parede	t_{ef} (m)	Comp. (m)	Φ	f_k (KN)	A (m^2)	γ_M	N_{Rd} (KN)	N_{Sd} (KN)
X8	0,20	3,00	0,766		0,6000		740,1	476,3
Y5	0,20	7,10	0,766	4026	1,4200	2,5	1751,6	1185,5
X6	0,20	1,40	0,766		0,2800		345,4	293,7
X14	0,25	1,30	0,766		0,3250		400,9	252,7

d) Flexão lateral

Considerou-se a **combinação de acções** de base vento a mais desfavorável em relação à flexão lateral.

Atendendo a que o EC6 não apresenta dados suficientes para a aplicação das expressões apresentadas, fez-se uma análise sumária, com recurso a valores indicados pela BS5628 [38] que evidenciou que esta verificação não é condicionante.

2.3.3.2 Estado limite de utilização

Verificação dos deslocamentos nos alinhamentos extremos

Zona	Alinhamen	Cob./piso	d_e (mm)	q_d	γ_1	d_s (mm)
A	A	Cobertura	0,96	2,0	1,0	1,91
		Piso	0,42			0,83
	G	Cobertura	1,82			3,65
		Piso	0,38			0,76
	1	Cobertura	0,43			0,87
		Piso	0,27			0,53
D	A	Cobertura	1,53			3,06
		3° piso	1,48			2,95
		2° piso	0,42			0,85
		1° piso	0,07			0,14
	G	Cobertura	4,57			9,14
		3° piso	3,82			7,63
		2° piso	0,81			1,61
		1° piso	0,07			0,13
	1	Cobertura	0,38			0,77
		3° piso	0,48			0,96
		2° piso	0,19			0,38
		1° piso	0,05			0,09

Zona	Alinhamen	Cob./piso	d_s (mm)	h (m)	υ	d_r/υ	0,002h
A	A	Cobertura	1,91	2,90	2,0		0,0058
		Piso	0,83			0,0005	
	G	Cobertura	3,65				
		Piso	0,76			0,0014	
	1	Cobertura	0,87				
		Piso	0,53			0,0002	
D	A	Cobertura	3,06				
		3° piso	2,95			0,0001	
		2° piso	0,85			0,0011	
		1° piso	0,14			0,0004	
	G	Cobertura	9,14				
		3° piso	7,63			0,0008	
		2° piso	1,61			0,0030	
		1° piso	0,13			0,0007	
	1	Cobertura	0,77				
		3° piso	0,96			0,0001	
		2° piso	0,38			0,0003	
		1° piso	0,09			0,0001	

Como $dr/\upsilon < 0{,}002h$ está satisfeita a verificação ao estado limite de utilização.

3 Cálculos das soluções em alvenaria resistente - Edifício 2

3.1 Solução estrutural com paredes resistentes em blocos de betão corrente

3.1.1 Características gerais

3.1.1.1 Alvenaria

Blocos de betão considerados unidades do grupo 2a e argamassa M10:

			Observações
Unidades	Resistência à compressão, f_b (kN/m^2)	5000	Para este tipo de unidades o DNA [73] indica f_k = 2800 kN/m^2. Considerou-se: E = 1000fk G = 0,4E
Alvenaria	Resistência à compressão, f_k (kN/m^2)	2800	
	Módulo de elasticidade, E (kN/m^2)	2,80E+06	
	Módulo de distorção, G (kN/m^2)	1,12E+06	
	Resistência ao corte, f_{vk0} (kN/m^2)	200	
Argamassa	M10 (f_m, kN/m^2)	10000	

3.1.1.2 Acções verticais

	Lajes			
	Piso	Cobertura	Escadas	Varandas
Peso próprio (kN/m^2)	3,25	3,25	7,50	3,25
Revestimentos (kN/m^2)	0,85	1,75	0,85	0,85
Sobrecargas (kN/m^2)	2,00	1,00	2,00	5,00

	Paredes	Observações
Fachada (kN/m^2)	3, 25	(*) Acção transformada em acção uniformemente distríbuida nos pisos de acordo com o artº 15 do RSA [58], no entanto dado o reduzido número destas paredes considerou-se apenas 10 % do valor indicado, ou seja 0,16 kN/m^2
Interiores resistentes (kN/m^2)	2,85	
Divisórias (kN/m^2) (*)	1,55	

3.1.1.3 Paredes

a) Valores globais segundo X

Parede	Espessura (m)	Comprim. (m)	Área (m^2)	y_g (m)	I_x (m^4)	G (kN/m^2)	K_x (kN/m)	$Kx/\Sigma Kx$ (%)
4*X1	0,25	1,55	1,5500	0,525	0,310		108261,8	4,4
2*X2	0,25	1,28	0,6400	1,400	0,087		32561,6	1,3
X3	0,25	2,76	1,3800	1,400	0,876		212921,2	8,7
2*X4	0,20	3,40	1,3600	4,250	1,310		259038,9	10,6
X5	0,20	7,70	1,5400	5,600	7,609	1,12E+06	461738,3	18,9
X6	0,20	8,30	1,6600	8,600	9,530		507553,5	20,7
2*X7	0,20	3,30	1,3200	9,100	0,599		244601,7	10,0
2*X8	0,20	0,80	0,3200	10,300	0,017		6981,2	0,3
2*X9	0,25	4,65	2,3250	13,850	4,189		561163,9	22,9
2*X10	0,25	1,55	0,7750	13,850	0,155		54130,9	2,2
	Totais	12,87	——	24,683	——		2448952,9	100,0

Nota: A área de parede na direcção X representa 5% do valor da área do piso, valor superior ao mínimo exigido pelo DNA [69] para qualquer das zonas sísmicas.

b) Valores globais segundo Y

Parede	Espessura (m)	Comprim. (m)	Área (m^2)	x_g (m)	I_y (m^4)	G (kN/m^2)	K_y (kN/m)	$Ky/\Sigma Ky$ (%)
2*Y1	0,25	4,15	2,0750	8,350	2,978		464405,3	17,7
2*Y2	0,20	4,20	1,6800	8,350	2,470		379207,6	14,4
Y3	0,20	9,45	1,8900	8,350	14,065		594460,8	22,6
2*Y4	0,25	1,80	0,9000	8,350	0,243		79235,3	3,0
2*Y5	0,20	2,05	0,8200	8,350	0,287	1,12E+06	87097,3	3,3
2*Y6	0,20	0,80	0,3200	8,350	0,017		6981,2	0,3
2*Y7	0,25	2,85	1,4250	8,350	0,965		227749,3	8,7
2*Y8	0,20	1,70	0,6800	8,350	0,164		54898,8	2,1
2*Y9	0,20	3,8	1,5200	8,350	1,829		318274,9	12,1
2*Y10	0,20	4,45	1,7800	8,350	2,937		417834,7	15,9
	Totais	13,09	——	25,955	——		2630145,2	100,0

Nota: A área de parede na direcção Y representa 6% do valor da área do piso, valor superior ao mínimo exigido pelo DNA [69] para qualquer das zonas sísmicas.

3.1.1.4 Centro de massa e de rigidez

a) Centro de massa

Cobertura

Cobertura	Dimensões (m^2)	Acções (kN/m^2)		m_i (kN)	y_i (m)	$m_i y_i$ (kNm)	Σm_i (kN)	y_G (m)
	18,98	Peso próp.	3,25	61,69	14,75	909,85	1254,25	7,73
		Revest.	1,75	33,22		489,92		
	228,79	Peso próp.	3,25	743,57	7,25	5390,86		
		Revest.	1,75	400,38		2902,77		
	3,08	Peso próp.	3,25	10,01	0,20	2,00		
		Revest.	1,75	5,39		1,08		
Nota - A grandeza mi não é uma massa, mas um peso.								

Pisos

Pisos		Dimensões (m^2)	Acções (kN/m^2)		m_i (kN)	y_i (m)	$m_i y_i$ (kNm)	y_G (m)
		18,98	Peso próp.	3,25	61,69	14,75	909,85	7,40
			Sobrec.	5,00	37,96		559,91	
			Revest.	0,85	16,13		237,96	
		78,84	Peso próp.	3,25	256,23	11,400	2921,02	
			Divisórias	0,16	12,61		143,80	
			Sobrec.	2,00	63,07		719,02	
			Revest.	0,85	67,01		763,96	
		135,42	Peso próp.	3,25	440,12		2002,52	
			Divisórias	0,16	21,67		98,59	
			Sobrec.	2,00	108,34	4,550	492,93	
			Revest.	0,85	115,11		523,74	
		4,69	Peso próp.	3,25	15,24		9,53	
			Sobrec.	5,00	9,38	0,625	5,86	
			Revest.	0,85	3,99		2,49	
Paredes	Alinham. A	17,98	3,25		58,44	0,125	7,30	
	Alinham. B	15,43	3,25		50,14	1,575	78,97	
	Alinham. C	19,72	2,85		56,20	4,100	230,43	
	Alinham. D	22,33	2,85		63,64	5,800	369,11	
	Alinham. E	24,07	2,85		68,60	8,100	555,66	
	Alinham. F	19,14	2,85		54,55	10,825	590,49	
	Alinham. G	35,96	3,25		116,87	12,325	1440,42	
	Alinham. 1	10,50	4,25		89,25	6,950	620,29	
	Alinham. 2	3,40	2,85		19,38	6,950	134,69	
	Alinham. 3	12,50	2,85		71,25	6,950	495,19	
	Alinham. 4	7,60	2,85		43,32	6,950	301,07	
	Alinham. 5	9,45	2,85		26,93	6,950	187,18	
						Σm_i (kN)	1947,11	

Nota - Considerou-se além do das cargas permanentes, 40% da sobrecarga de utilização, como valor quase permanente.
A grandeza mi não é uma massa mas um peso.

Síntese

Como o edifício é simétrico na direcção X, x_G = 8,35 m.

	x_G (m)	y_G (m)
Cobertura	8,35	7,73
Restantes pisos	8,35	7,40

b) Centro de rigidez

Parede	k_{xi} (kN/m)	y_i (m)	$k_{xi}y_i$ (kN)	Σk_{xi} (kN/m)	y_R (m)
X1	108261,8	0,525	56837,5	2448952,9	7,87
X2	32561,6	1,400	45586,2		
X3	212921,2	1,400	298089,7		
X4	259038,9	4,250	1100915,3		
X5	461738,3	5,600	2585734,7		
X6	507553,5	8,600	4364959,7		
X7	244601,7	9,100	2225875,7		
X8	6981,2	10,300	71906,1		
X9	561163,9	13,850	7772119,7		
X10	54130,9	13,850	749713,1		

x_R (m)	y_R (m)
8,35	7,87

3.1.2 Acções e combinações de acções

3.1.2.1 Estado limite último

a) Acção de base sismo

Acção dos sismos

Quantificação de acções

Acções permanentes, G_{kj}

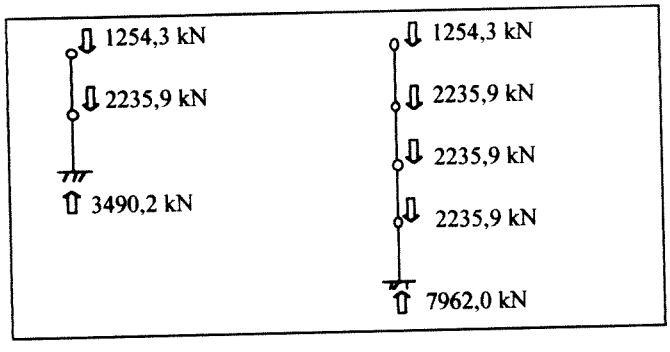
Acções permanentes, G_{kj}		Quantificação	Área ou comprimento	Total (kN)	G_{kj} (kN)
Cobertura	Laje	5,00 kN/m^2	250,85 m^2	1254,3	1254,3
Pisos	Laje	4,10 kN/m^2	237,93 m^2	975,5	2126,5
	Escadas	7,50 kN/m^2	12,92 m^2	96,9	
	Paredes de fachada	8,71 kN/m	44,92 m	391,3	
	Paredes int. resistentes	7,64 kN/m	81,80 m	624,8	
	Paredes divisórias	0,16 kN/m^2	237,93 m^2	38,1	

Acções variáveis

Acções variáveis	ψ_{2i}	Q_{ki} (kN/m^2)	Área (m^2)	$\psi_{2i}Q_{ki}$ (kN)	Totais (kN)
Cobertura	0,0	1,00	250,9	0,0	0,0
Pisos	0,2	5,00	23,7	23,7	109,4
		2,00	214,3	85,7	

Totais

N_{sd} totais	Cobertura	Piso
Gkj (kN)	1254,3	2126,5
$\psi_{2i}Q_{ki}$ (kN)	0,0	109,4
N_{Sd} (kN)	1254,3	2235,9



Período fundamental do Edifício

Considerando solo tipo B

N° pisos	C_t	Altura (m)	T_1 (s)	Notas
2	0,05	5,90	0,19	$T_1 < 2,0$ s e $T_1 < 4*T_C = 1,4$ s, A. S. tipo 1
4		11,70	0,32	$T_1 < 2,0$ s e $T_1 < 4*T_C = 3,6$ s, A. S. tipo 2

Cálculo de $S_d(T)$

Acção sísmica (A. S.)	Tipo 1	Tipo 2
Período	T_B T T_C	T_B T T_C
Zona A	0,12 < 0,19 < 0,35	0,25 > 0,19 < 0,90
Zona D	0,12 < 0,32 < 0,90	0,25 < 0,32 < 0,90

Zona	A. S.	Acel. (m/s^2)	α	s	β_0	q	$S_d(T)$
A	1	2,7	0,276	1,0	2,5	2,0	0,3444
	2	1,6	0,163	1,1			0,2137
D	1	0,8	0,082	1,0			0,1020
	2	0,5	0,051	1,1			0,0702

Força de corte basal

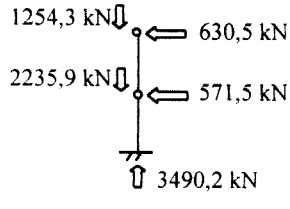
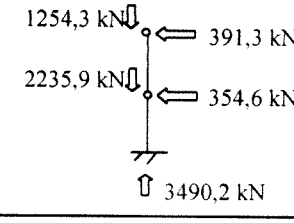
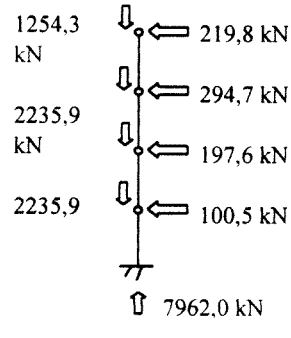
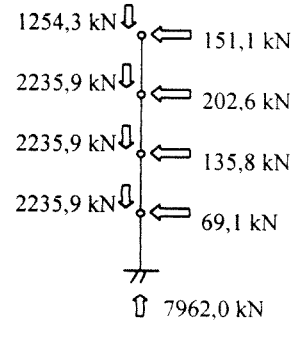
Zonas	A. S.	$S_d(T)$	N° pisos	W (kN)	F_b (kN)
A	1	0,3444	2	3490,2	1202,0
	2	0,2137			745,9
D	1	0,1020	4	7962,0	812,4
	2	0,0702			558,6

Distribuição da acção dos sismos em altura, F_i

Acção sísmica tipo 1						
Zona	Piso/Cob.	F_b (kN)	z_i (m)	W_i (kN)	F_i (kN)	
A	Cobertura	1202,0	5,9	1254,3	630,5	630,5 kN
			3,0	2235,9		
	Piso		3,0	2235,9	571,5	571,5 kN
			5,9	1254,3		
D	Cobertura	812,4	11,7	1254,3	219,8	219,8 kN
			8,8	2235,9		
			5,9	2235,9		
			3,0	2235,9		
	3° Piso		8,8	2235,9	294,7	294,7 kN
			11,7	1254,3		
			5,9	2235,9		
			3,0	2235,9		
	2° Piso		5,9	2235,9	197,6	197,6 KN
			11,7	1254,3		
			8,8	2235,9		
			3,0	2235,9		
	1° Piso		3,0	2235,9	100,5	100,5 KN
			11,7	1254,3		
			8,8	2235,9		
			5,9	2235,9		

Acção sísmica tipo 2						
Zona	Piso/Cob.	F_b (kN)	z_i (m)	W_i (kN)	F_i (kN)	
A	Cobertura	745,9	5,9	1254,3	391,3	391,3 kN
			3,0	2235,9		354,6 kN
	Piso		3,0	2235,9	354,6	
			5,9	1254,3		
D	Cobertura	558,6	11,7	1254,3	151,1	151,1 kN
			8,8	2235,9		202,6 kN
			5,9	2235,9		135,8 kN
			3,0	2235,9		69,1 kN
	3° Piso		8,8	2235,9	202,6	
			11,7	1254,3		
			5,9	2235,9		
			3,0	2235,9		
	2° Piso		5,9	2235,9	135,8	
			11,7	1254,3		
			8,8	2235,9		
			3,0	2235,9		
	1° Piso		3,0	2235,9	69,1	
			11,7	1254,3		
			8,8	2235,9		
			5,9	2235,9		

Representação esquemática das forças envolvidas na combinação de acções de base sismo

Zona sísm.	Acção sísmica tipo 1	Acção sísmica tipo 2
A		
D		
Nota - Como se observa pelas forças indicadas a acção sísmica tipo 1 é mais gravosa, assim a partir de agora desprezar-se-à a acção sísmica tipo 2 neste exemplo de dimensionamento		

Distribuição das forças sísmicas nos alinhamentos extremos considerando excentricidades

Forças associadas a movimentos de translacção, T_i

A. S.	Zona	Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	F_i (kN)	K_i (kN/m)	K_i (kN/m)	T_i (kN)
I	A	X	A	Cobertura	630,5	108261,8	2448952,9	27,9
				Piso	571,5			25,3
			G	Cobertura	630,5	615294,8		158,4
				Piso	571,5			143,6
		Y	1	Cobertura	630,5	385695,0	2630145,2	92,5
				Piso	571,5			83,8
	D	X	A	Cobertura	219,8	108261,8	2448952,9	9,7
				3° Piso	294,7			13,0
				2° Piso	197,6			8,7
				1° Piso	100,5			4,4
			G	Cobertura	219,8	615294,8		55,2
				3° Piso	294,7			74,0
				2° Piso	197,6			49,6
				1° Piso	100,5			25,2
		Y	1	Cobertura	219,8	385695,0	2630145,2	32,2
				3° Piso	294,7			43,2
				2° Piso	197,6			29,0
				1° Piso	100,5			14,7

Forças associadas a movimentos de rotação, R_i

Direcção	Alinham.	Ai (m^2)	y_R (m)	y_i (m)	$y_i - y_R$ (m)	I_p (kNm)
X	A	108261,8	7,87	0,525	7,344	5839630,9
	B	245482,8		1,400	6,469	10274155,7
	C	259038,9		4,250	3,619	3393383,6
	D	461738,3		5,600	2,269	2377988,7
	E	507553,5		8,600	0,731	270936,0
	F	244601,7		9,100	1,231	370432,0
	G	615294,8		13,850	5,981	22007762,0

Total	44534288,8

Direcção	Alinham.	Ai (m^2)	x_R (m)	x_i (m)	$x_i - x_R$ (m)	I_p (kNm)
Y	1	385695,0	8,35	0,125	8,225	26092504,6
	2	27449,4		3,650	4,700	606357,5
	3	233152,5		4,400	3,950	3637761,3
	4	159137,5		7,200	1,150	210459,3
	5	259038,9		8,350	0,000	0,0

Total	61094165,4

ΣI_p (kNm)	105628454,2

Cálculo da excentricidade acidental, e

	X	Y
Constante	0,05	
l (m)	16,70	13,70
e (m)	0,835	0,685

Acção sísmica tipo 1 na zona A								
Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	F_h (kN)	K_i (kN/m)	d_i (m)	e (m)	I_p (kNm)	R_i (kN)
X	A	Cobertura	630,5	108261,81	7,344	0,685	105628454,2	7,2
		Piso	571,5					6,5
	G	Cobertura	630,5	615294,79	5,981			33,4
		Piso	571,5					30,3
Y	1	Cobertura	630,5	385694,95	8,225	0,835		28,8
		Piso	571,5					26,1

Acção sísmica tipo 1 na zona D								
Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	F_h (kN)	K_i (kN/m)	d_i (m)	e (m)	I_p (kNm)	Ri (kN)
X	A	Cobertura	219,8	108261,81	7,344	0,685	105628454,2	2,5
		3° Piso	294,7					3,4
		2° Piso	197,6					2,3
		1° Piso	100,5					1,1
	G	Cobertura	219,8	615294,79	5,981			11,6
		3° Piso	294,7					15,6
		2° Piso	197,6					10,5
		1° Piso	100,5					5,3
Y	1	Cobertura	219,8	385694,95	8,225	0,835		10,0
		3° Piso	294,7					13,5
		2° Piso	197,6					9,0
		1° Piso	100,5					4,6

Força horizontal de corte total, H_i

A.S.	Zona	Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	T_i (kN)	R_i (kN)	H_i (kN)
1	A	X	A	Cobertura	27,9	7,2	35,1
				Piso	25,3	6,5	31,8
			G	Cobertura	158,4	33,4	191,8
				Piso	143,6	30,3	173,8
		Y	1	Cobertura	92,5	28,8	121,2
				Piso	83,8	26,1	109,9
	D	X	A	Cobertura	9,7	2,5	12,2
				3° Piso	13,0	3,4	16,4
				2° Piso	8,7	2,3	11,0
				1° Piso	4,4	1,1	5,6
			G	Cobertura	55,2	11,6	66,9
				3° Piso	74,0	15,6	89,6
				2° Piso	49,6	10,5	60,1
				1° Piso	25,2	5,3	30,6
		Y	1	Cobertura	32,2	10,0	42,3
				3° Piso	43,2	13,5	56,7
				2° Piso	29,0	9,0	38,0
				1° Piso	14,7	4,6	19,3

b) Acção de base sobrecarga

Paredes que suportam lajes

Parede X10		Largura de influência (m)	Compr. da parede (m)	Altura (m)	Carga (kN/m²)	$1,5G_{kj}$ (kN)	$1,5Q_{ki}$ (kN)
G_{kj}	L. cob.	1,30	——	——	5,00	21,0	——
	L. piso	1,30	——	——	4,10	17,2	——
	Par. resist.	——	1,55	2,90	3,25	21,9	——
Q_{ki}	Sob. cob.	1,30	——	——	1,00	——	4,2
	Sob. piso	1,30	——	——	5,00	——	21,0

N_{Sd} (kN)	227,3

Parede Y4		Largura de influência (m)	Compr. da parede (m)	Altura (m)	Carga (kN/m²)	$1,5G_{kj}$ (kN)	$1,5Q_{ki}$ (kN)
G_{kj}	L. cob.	4,05	——	——	5,00	42,5	——
	L. piso	4,05	——	——	4,10	34,9	——
	Par. resist.	——	1,80	2,90	3,25	25,4	——
	Par. divis.	4,05	——		0,16	1,4	
Q_{ki}	Sob. cob.	4,05	——	——	1,00	——	8,5
	Sob. piso	4,05	——	——	2,00	——	17,0

N_{Sd} (kN)	312,5

Parede X9		Largura de influência (m)		Compr. da parede (m)	Altura (m)	Carga (kN/m²)	$1,5G_{kj}$ (kN)	$1,5Q_{ki}$ (kN)
G_{kj}	L. cob.	4,63	1,30	——	——	5,00	124,2	——
	L. piso	4,63	1,30	——	——	4,10	101,8	——
	Par. resist.	4,63	1,30	4,58	2,90	2,85	56,8	——
	Par. divis.	4,63	——			0,16	2,5	——
Q_{ki}	Sob. cob.	4,63	1,30	——	——	1,00	——	24,8
	Sob. Piso	4,63	——			2,00		31,8
	Sob. var.	——	1,30	——	——	5,00	——	44,7

N_{Sd} (kN)	918,6

Parede Y3		Largura de influência (m)		Compr. da parede (m)	Altura (m)	Carga (kN/m²)	$1,5G_{kj}$ (kN)	$1,5Q_{ki}$ (kN)
G_{kj}	L. cob.	3,75	3,75	——	——	5,00	138,5	——
	L. piso	3,75	3,75	——	——	4,10	114,6	——
	Par. divis.	3,75	3,75	——	——	0,16	9,9	——
	Par. resist.	——	——	9,45	2,90	2,85	117,2	——
Q_{ki}	Sob. cob.	3,75	3,75	——	——	1,00	——	53,2
	Sob. piso	3,75	3,75	——	——	2,00	——	106,3

N_{Sd} (kN)	1352,7

c) Acção de base vento

Acções permanentes

Acções permanentes, G_{ki}		Quantificação	Área ou comprimento	Total (kN)	$1,5G_{ki}$ (kN)
Cobertura	Laje	5,00 kN/m²	250,85 m²	1254,3	1881,4
Pisos	Laje	4,10 kN/m2	237,93 m²	975,5	2126,5
	Escadas	7,50 kN/m2	12,92 m²	96,9	
	Paredes de fachada	8,71 kN/m	44,92 m	391,3	
	Paredes int. resistentes	7,64 kN/m	81,80 m	624,8	
	Paredes divisórias	0,16 kN/m2	237,93 m²	38,1	

Acções variáveis

Sobrecarga	ψ_{2i}	S_c (kN/m^2)	Área (m^2)	$\psi_{2i}Q_{ki}$ (kN)	Totais (kN)
Cobertura	0,0	1,00	250,9	0,0	0,0
Pisos	0,6	5,00	23,7	71,0	328,1
		2,00	214,3	257,1	

Acção do vento no plano da parede, W_{ki}							
Direcção	Alinham.	Altura (m)	Largura de influência (m)	W_{ki} (kN)	$1,5W_{ki}$ (kN)	Total (kN) 2 pisos	Total (kN) 4 pisos
X	A	2,90	2,00	1,19	10,4	141,7	283,4
	C		4,28		22,1		
	F		4,84		25,1		
	G		2,57		13,3		
Y	1		2,28		11,8	173,0	346,0
	3		4,10		21,2		
	5		3,95		20,4		

Acção do vento no plano perpendicular à parede, W_{ki}							
Direcção	Alinham.	Altura (m)	Comprim. (m)	W_{ki} (kN)	$1,5W_{ki}$ (kN)	Total (kN) 2 pisos	Total (kN) 4 pisos
X	A	2,90	9,10	1,19	47,1	173,9	347,9
	B		7,70		39,9		
	G		16,70		86,4		
Y	1		13,70		70,9	141,8	283,7

Totais

N_{sd} totais	Cobertura	Piso
Gkj (kN)	1881,4	2126,5
$\psi_{2i}Q_{ki}$ (kN)	0,0	328,1
N_{Sd} (kN)	1881,4	2454,6

3.1.2.2 Estado limite de utilização

Deslocamentos nos alinhamentos extremos, d_e, considerando excentricidades acidentais

Zona A, acção sísmica tipo 1								
Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	H_i (kN)	h_i (m)	EI_i (kNm^2)	G (m^4)	A_i (m^2)	d_e (mm)
X	A	Cobertura	35,1	5,9	868904,2	1,12E+06	1,55	0,81
		Piso	31,8	3,0				0,14
	G	Cobertura	191,8	5,9	12164658,3		3,10	0,60
		Piso	173,8	3,0				0,18
Y	1	Cobertura	121,2	5,9	4169280,2		2,20	0,79
		Piso	109,9	3,0				0,19

Zona D, acção sísmica tipo 1								
Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	H_i (kN)	h_i (m)	EI_i (kNm^2)	G (m^4)	A_i (m^2)	d_e (mm)
X	A	Cobertura	12,2	11,7	868904,2	1,12E+06	1,55	1,96
		3° Piso	16,4	8,8				1,15
		2° Piso	11,0	5,9				0,25
		1° Piso	5,6	3,0				0,02
	G	Cobertura	66,9	11,7	12164658,3		3,10	0,96
		3° Piso	89,6	8,8				0,65
		2° Piso	60,1	5,9				0,19
		1° Piso	30,6	3,0				0,03
Y	1	Cobertura	42,3	11,7	4169280,2		2,20	1,55
		3° Piso	56,7	8,8				0,97
		2° Piso	38,0	5,9				0,25
		1° Piso	19,3	3,0				0,03

3.1.3 Verificação da estabilidade

3.1.3.1 Estados limite últimos

a) Corte

Como a combinação de acções de base sismo é a mais exigente relativamente ao corte é esta combinação verificada.

Verificação ao corte

Considerando a globalidade do edifício

Direcção	X		Y	
N° pisos	2	4	2	4
γ_M	1,7			
Área (m^2)	12,87		13,09	
f_{vk0} (kN)	200			
$0{,}065 f_b$	325,0			
N_{sd} (kN)	3490,2	7962	3490,2	7962
$V_{Rd\,min}$ (kN	1514,1		1540,0	
$_{Rd\,máx}$ (kN	2460,4		2502,5	
V_{Rd} (kN)	2335,3	2460,4	2361,2	2502,5

Nota - O EC8 [69] indica como complemento ao EC6 [6] algumas disposições para o dimensionamento de edifícios em alvenaria resistente em regiões sísmicas. Uma destas disposições é a consideração de um valor de γ_M igual a 1,7 para categorias de execução e de controle de fabrico intermédias.

Zona	Direcção	A. S.	N° de pisos	F_b (kN)	V_{Rd} (kN)
A	X	1	2	1202,0	2335,3
	Y			1202,0	2361,2
D	X		4	812,4	2460,4
	Y			812,4	2502,5

Considerando os alinhamentos mais solicitados

Alinham.	A		G	
N° pisos	2	4	2	4
γ_M	1,7			
Área (m^2)	1,55		3,10	
f_{vk0} (kN)	200			
$0,065f_b$	325,0			
N_{sd} (kN)	102,3	231,4	282,2	560,1
$V_{Rd\ min.}$ (kN	182,4		364,7	
$_{Rd\ max.}$ (kN	296,3		592,6	
V_{Rd} (kN)	206,4	236,8	431,1	496,5

Alinham.	A		G	
Zona sism.	A (2 pisos)	D (4 pisos)	A (2 pisos)	D (4 pisos)
Tipo A. S.	1			
V_{sd} (kN)	66,9	45,2	365,6	247,1
V_{Rd} (kN)	206,4	236,8	431,1	496,5

Alinhamento	1	
N° pisos	2	4
γ_M	1,7	
Área (m^2)	385694,95	
f_{vk0} (kN)	200	
$0,065f_b$	325,0	
N_{sd} (kN)	356,3	632,4
$V_{Rd\ min.}$ (kN)	45375876,7	
$V_{Rd\ máx.}$ (kN)	73735799,6	
V_{Rd} (kN)	45375960,5	45376025,5

Alinhamento	1	
Zona sísmica	A (2 pisos)	D (4 pisos)
Tipo A. S.	1	
V_{sd} (kN)	231,1	156,2
V_{Rd} (kN)	428,0	492,9

b) Compressão e tracção

A verificação é feita apenas para a combinação de acções de base sismo para as paredes em situação mais desfavorável.

Paredes X9 e X10

Zona A								
Comprim. (m)	Forças							
	Sísmicas		N_{Sd}		Força F (kN)	Tracção T (kN/m)	Totais (kN/m)	
	Pisos (kN)	Altura (m)	(kN)	(kN/m)			Tracção	Compres.
7,40	95,9	5,90	89,1	12,0	167,5	90,6	57,0	124,1
	86,9	3,00	248,3	33,5				
	Resultante							
	182,8	4,52						

Zona D								
Comprim. (m)	Forças							
	Sísmicas		N_{Sd}		Força F (kN)	Tracção T (kN/m)	Totais (kN/m)	
	Pisos (kN)	Altura (m)	(kN)	(kN/m)			Tracção	Compres.
7,40	33,4	11,70	89,1	12,0	204,5	110,5	33,9	187,1
	44,8	8,80	248,3	33,5				
	30,0	5,90	407,5	55,1				
	15,3	3,00	566,7	76,6				
	Resultante							
	123,6	8,16						

Alinhamento 1

Zona A								
Comprim. (m)	Forças							
	Sísmicas		N_{sd}		Força F (kN)	Tracção T (kN/m)	Totais (kN/m)	
	Pisos (kN)	Altura (m)	(kN)	(kN/m)			Tracção	Compres.
13,70	121,2	5,90	85,8	6,3	114,4	33,4	11,2	55,6
	109,9	3,00	304,4	22,2				
	Resultante							
	231,1	4,52						

Zona D								
Comprim. (m)	Forças							
	Sísmicas		N_{sd}		Força F (kN)	Tracção T (kN/m)	Totais (kN/m)	
	Pisos (kN)	Altura (m)	(kN)	(kN/m)			Tracção	Compres.
13,70	42,3	11,70	85,8	6,3	139,6	40,8	2,6	78,9
	56,7	8,80	304,4	22,2				
	38,0	5,90	523,0	38,2				
	19,3	3,00	741,5	54,1				
	Resultante							
	156,2	8,16						

Cálculo da resistência à compressão

f_k = 2,8 N/mm^2, considerando unidades U5 do grupo 2a e argamassa M10 [42]

ρ_2	h (m)	h_{ef} (m)
0,75	2,68	2,01

h_{ef} (m)	t_{ef} (m)	Φ
2,01	0,25	0,779
2,01	0,20	0,739

Paredes	t_{ef} (m)	Comp. (m)	Φ	f_k (KN)	A (m^2)	γ_M	N_{Rd} (KN)
X9 e X10	0,25	7,30	0,779	2800	1,8250	2,5	1592,1
Alinhamento 1	0,25	13,70	0,779		3,4250		2987,8

Verificação à tracção e à compressão								
Paredes	Zona	Tracção				Compressão		
		T_{Sd} (kN/m)	T_{Sd} (kN)	T_{Rd} (kN)	Armadura	N_{Sd} (kN/m)	N_{Sd} (kN)	N_{Rd} (kN)
X9 e X10	A	57,0	47,6	0,0	Mínima	124,1	165,1	1592,1
	D	33,9	7,5	0,0	Mínima	187,1	360,1	
Alinham. 1	A	11,2	7,9	0,0	Mínima	55,6	244,4	2987,8
	D	2,6	0,0	0,0	Mínima	78,9	419,9	

c) Compressão

A combinação de acções mais severa em relação à compressão é a combinação de acções de base sobrecarga.

Parede	t_{ef} (m)	Comp. (m)	Φ	f_k (KN)	A (m^2)	γ_M	N_{Rd} (KN)	N_{Sd} (KN)
X10	0,25	1,55	0,779	2800	0,3875	2,5	338,0	227,3
Y4	0,25	1,80	0,779		0,4500		392,6	312,5
X9	0,25	4,58	0,779		1,1450		998,9	918,6
Y3	0,20	9,45	0,739		1,8900		1564,1	1352,7

d) Flexão lateral

Considerou-se a combinação de acções de base vento a mais desfavorável em relação à flexão lateral.

Atendendo a que o EC6 não apresenta dados suficientes para a aplicação das expressões apresentadas, fez-se uma análise sumária, com recurso a valores indicados pela BS5628 [38] que evidenciou que esta verificação não é condicionante.

2.2.3.2 Estado limite de utilização

Verificação dos deslocamentos nos alinhamentos extremos

Zona	Alinhamen	Cob./piso	d_e (mm)	qd	γ_I	d_s (mm)
A	A	Cobertura	0,81	2,0	1,0	1,62
		Piso	1,55			3,11
	G	Cobertura	0,60			1,19
		Piso	0,18			0,36
	1	Cobertura	0,79			1,58
		Piso	0,19			0,39
D	A	Cobertura	1,96			3,92
		3° piso	1,15			2,31
		2° piso	0,25			0,51
		1° piso	0,02			0,05
	G	Cobertura	0,96			1,92
		3° piso	0,65			1,29
		2° piso	0,19			0,37
		1° piso	0,03			0,06
	1	Cobertura	1,55			3,11
		3° piso	0,97			1,95
		2° piso	0,25			0,49
		1° piso	0,03			0,07

Zona	Alinhamen	Cob./piso	ds (mm)	h (m)	υ	dr/υ	0,002h
A	A	Cobertura	1,62	2,90	2,0	-0,0007	0,0058
		Piso	3,11				
	G	Cobertura	1,19			0,0004	
		Piso	0,36				
	1	Cobertura	1,58			0,0006	
		Piso	0,39				
D	A	Cobertura	3,92			0,0008	
		3° piso	2,31				
		2° piso	0,51			0,0009	
		1° piso	0,05			0,0002	
	G	Cobertura	1,92			0,0009	
		3° piso	1,29				
		2° piso	0,37			0,0005	
		1° piso	0,06			0,0002	
	1	Cobertura	3,11			0,0006	
		3° piso	1,95				
		2° piso	0,49			0,0007	
		1° piso	0,07			0,0002	

Como dr/υ < 0.002h está satisfeita a verificação ao estado limite de utilização.

3.2 Solução estrutural com paredes resistentes em blocos de betão celular autoclavado

3.2.1 Características gerais

3.2.1.1. Características da alvenaria

Blocos de betão celular autoclavado considerados unidades do grupo 1 e argamassa M10:

			Observações
Unidades	Resistência à compressão, f_b (KN/m^2)	5000	Para este tipo de unidades o DNA [73] indica f_k = 3100 kN/m^2. Considerou-se: E = 650fk G = 0,4E
Alvenaria	Resistência à compressão, f_k (KN/m^2)	3100	
	Módulo de elasticidade, E (KN/m^2)	2,02E+06	
	Módulo de distorção, G (KN/m^2)	8,06E+05	
	Resistência ao corte, f_{vk0} (KN/m^2)	200	
Argamassa	M10 (f_m, kN/m^2)	10000	

3.2.1.2 Acções verticais

	Lajes			
	Piso	Cobertura	Escadas	Varandas
Peso próprio (KN/m^2)	3,25	3,25	7,50	3,25
Revestimentos (KN/m^2)	0,85	1,75	0,85	0,85
Sobrecargas (KN/m^2)	2,00	1,00	2,00	5,00

	Paredes	Observações
Fachada (KN/m^2)	1,73	(*) Acção transformada em acção uniformemente distríbuida nos pisos de acordo com o artº 15 do RSA [58], no entanto dado o reduzido número destas paredes considerou-se apenas 10 % do valor indicado, ou seja 0,16 kN/m^2
Interiores resistentes (KN/m^2)	1,41	
Divisórias (KN/m^2)	1,55	

3.2.1.3 Paredes

a) Valores globais segundo X

Parede	Espessura (m)	Comprim. (m)	Área (m^2)	x_g (m)	I_x (m^4)	G (kN/m^2)	K_x (kN/m)	$Kx/\Sigma Kx$ (%)
4*X1	0,24	1,55	1,4880	0,525	0,298	3,10E+03	287,7	4,3
2*X2	0,24	1,28	0,6144	1,400	0,084		86,5	1,3
X3	0,24	2,76	1,3248	1,400	0,841		565,8	8,5
2*X4	0,20	3,40	1,3600	4,250	1,310		717,0	10,7
X5	0,20	7,70	1,5400	5,600	7,609		1278,0	19,2
X6	0,20	8,30	1,6600	8,600	9,530		1404,8	21,1
2*X7	0,20	3,30	1,3200	9,100	0,599		677,0	10,1
2*X8	0,20	0,80	0,3200	10,300	0,017		19,3	0,3
2*X9	0,24	4,65	2,2320	13,850	4,022		1491,1	22,4
2*X10	0,24	1,55	0,7440	13,850	0,149		143,8	2,2
Totais	12,60	—		24,458	—		6671,1	100,0

Nota: A área de parede na direcção X representa 5% do valor da área do piso, valor superior ao mínimo exigido pelo DNA [69] para qualquer das zonas sísmicas.

b) Valores globais segundo Y

Parede	Espessura (m)	Comprim. (m)	Área (m^2)	x_g (m)	I_y (m^4)	G (kN/m^2)	K_y (kN/m)	$Ky/\Sigma Ky$ (%)
2*Y1	0,24	4,15	1,9920	8,350	2,859		1234,0	17,2
2*Y2	0,20	4,20	1,6800	8,350	2,470		1049,6	14,6
Y3	0,20	9,45	1,8900	8,350	14,065		1645,4	22,9
2*Y4	0,24	1,80	0,8640	8,350	0,233		210,5	2,9
2*Y5	0,20	2,05	0,8200	8,350	0,287	3,10E+03	241,1	3,4
2*Y6	0,20	0,80	0,3200	8,350	0,017		19,3	0,3
2*Y7	0,24	2,85	1,3680	8,350	0,926		605,2	8,4
2*Y8	0,20	1,70	0,6800	8,350	0,164		152,0	2,1
2*Y9	0,20	3,8	1,5200	8,350	1,829		880,9	12,2
2*Y10	0,20	4,45	1,7800	8,350	2,937		1156,5	16,1
Totais			12,91	——	25,787	——	7194,5	100,0

Nota: A área de parede na direcção Y representa 6% do valor da área do piso, valor superior ao mínimo exigido pelo DNA [69] para qualquer das zonas sísmicas.

3.2.1.4 Centro de massa e de rigidez

a) Centro de massa

Cobertura

Cobertura	Dimensões (m^2)	Acções (kN/m^2)		m_i (kN)	y_i (m)	$m_i y_i$ (kNm)	Σm_i (kN)	y_G (m)
	18,98	Peso próp.	3,25	61,69	14,75	909,85	1254,25	7,73
		Revest.	1,75	33,22		489,92		
	228,79	Peso próp.	3,25	743,57	7,25	5390,86		
		Revest.	1,75	400,38		2902,77		
	3,08	Peso próp.	3,25	10,01	0,20	2,00		
		Revest.	1,75	5,39		1,08		
A grandeza m_i não é uma massa, mas um peso.								

Pisos

Pisos		Dimensões (m^2)	Acções (kN/m^2)		m_i (kN)	y_i (m)	$m_i y_i$ (kNm)	y_G (m)
		18,98	Peso próp.	3,25	61,69	14,75	909,85	7,43
			Sobrec.	5,00	37,96		559,91	
			Revest.	0,85	16,13		237,96	
		78,84	Peso próp.	3,25	256,23	11,400	2921,02	
			Divisórias	1,55	122,20		1393,10	
			Sobrec.	2,00	63,07		719,02	
			Revest.	0,85	67,01		763,96	
		135,42	Peso próp.	3,25	440,12		2002,52	
			Divisórias	1,55	209,90		955,05	
			Sobrec.	2,00	108,34	4,550	492,93	
			Revest.	0,85	115,11		523,74	
		4,69	Peso próp.	3,25	15,24	0,625	9,53	
			Sobrec.	5,00	9,38		5,86	
			Revest.	0,85	3,99		2,49	
Paredes	Alinham. A	17,98	1,73		31,11	0,125	3,89	
	Alinham. B	15,43	1,73		26,69	1,575	42,04	
	Alinham. C	19,72	1,41		27,81	4,100	114,00	
	Alinham. D	22,33	1,41		31,49	5,800	182,61	
	Alinham. E	24,07	1,41		33,94	8,100	274,90	
	Alinham. F	19,14	1,41		26,99	10,825	292,14	
	Alinham. G	35,96	1,73		62,21	12,325	766,75	
	Alinham. 1	10,50	1,73		36,33	6,950	252,49	
	Alinham. 2	3,40	1,41		9,59	6,950	66,64	
	Alinham. 3	12,50	1,41		35,25	6,950	244,99	
	Alinham. 4	7,60	1,41		21,43	6,950	148,95	
	Alinham. 5	9,45	1,41		13,32	6,950	92,61	
						Σm_i (kN)	1882,51	

Notas - Considerou-se no cálculo além das cargas permanentes, como valor quase permanente, também 40% da sobrecarga de utlilização.
A grandeza m_i não é uma massa, mas um peso.

Síntese

Como o edifício é simétrico na direcção X, $x_G = 8{,}35$ m.

	X_G (m)	Y_G (m)
Cobertura	8,35	7,73
Restantes pisos	8,35	7,43

b) Centro de rigidez

Parede	k_{xi} (kN/m)	y_i (m)	$k_{xi} y_i$ (kN)	Σk_{xi} (kN/m)	y_R (m)
X1	287,7	0,525	151,0	6671,1	7,85
X2	86,5	1,400	121,1		
X3	565,8	1,400	792,1		
X4	717,0	4,250	3047,2		
X5	1278,0	5,600	7156,9		
X6	1404,8	8,600	12081,6		
X7	677,0	9,100	6160,9		
X8	19,3	10,300	199,0		
X9	1491,1	13,850	20651,6		
X10	143,8	13,850	1992,1		

X_R (m)	Y_R (m)
8,35	7,85

3.2.2 Acções e combinações de acções

3.2.2.1 Estado limite último

a) Acção de base sismo

Acção dos sismos

Quantificação de acções

Acções permanentes, G_{kj}

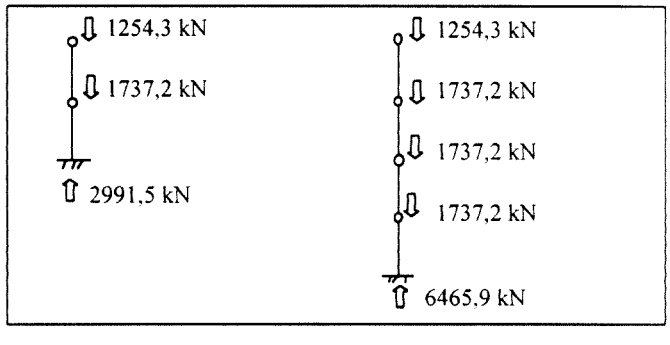
Acções permanentes, G_{kj}		Quantificação	Área ou comprimento	Total (kN)	G_{kj} (kN)
Cobertura	Laje	5,00 kN/m^2	250,85 m^2	1254,3	1254,3
Pisos	Laje	4,10 kN/m^2	237,93 m^2	975,5	1627,9
	Escadas	7,50 kN/m^2	12,92 m^2	96,9	
	Paredes de fachada	4,64 kN/m	44,92 m	208,3	
	Par. int. resistentes	3,78 kN/m	81,80 m	309,1	
	Paredes divisórias	0,16 kN/m^2	237,93 m^2	38,1	

Acções variáveis

Acções variáveis	ψ_{2i}	Q_{ki} (kN/m^2)	Área (m^2)	$\psi_{2i}Q_{ki}$ (kN)	Totais (kN)
Cobertura	0,0	1,00	250,9	0,0	0,0
Pisos	0,2	5,00	23,7	23,7	109,4
		2,00	214,3	85,7	

Totais

N_{sd} totais	Cobertura	Piso
Gkj (kN)	1254,3	1627,9
$\psi_{2i}Q_{ki}$ (kN)	0,0	109,4
N_{Sd} (kN)	1254,3	1737,2



Período fundamental do Edifício

Considerando solo tipo B

Nº pisos	C_t	Altura (m)	T_1 (s)	Notas
2	0,05	5,90	0,19	$T_1 < 2,0$ s e $T_1 < 4*T_C = 1,4$ s, A. S. tipo 1
4		11,70	0,32	$T_1 < 2,0$ s e $T_1 < 4*T_C = 3,6$ s, A. S. tipo 2

Cálculo de $S_d(T)$

Acção sísmica (A. S.)	Tipo 1	Tipo 2
Período	T_B T T_C	T_B T T_C
Zona A	0,12 < 0,19 < 0,35	0,25 > 0,19 < 0,90
Zona D	0,12 < 0,32 < 0,90	0,25 < 0,32 < 0,90

Zona	A. S.	Acel. (m/s^2)	α	s	β_0	q	$S_d(T)$
A	1	2,7	0,276	1,0	2,5	2,0	0,3444
	2	1,6	0,163	1,1			0,2137
D	1	0,8	0,082	1,0			0,1020
	2	0,5	0,051	1,1			0,0702

Força de corte basal

Zonas	A. S.	$S_d(T)$	N° pisos	W (kN)	F_b (kN)
A	1	0,3444	2	2991,5	1030,2
	2	0,2137			639,3
D	1	0,1020	4	6465,9	659,8
	2	0,0702			453,6

Distribuição da acção dos sismos em altura, F_i

Consideraram-se deslocamentos linearmente espaçados ao longo da altura da parede.

Acção sísmica tipo 1						
Zona	Piso/Cob.	F_b (kN)	z_i (m)	W_i (kN)	F_i (kN)	
A	Cobertura	1030,2	5,9	1254,3	604,5	⇐ 604,5 kN
			3,0	1737,2		
	Piso		3,0	1737,2	425,7	⇐ 425,7 kN
			5,9	1254,3		
D	Cobertura	659,8	11,7	1254,3	213,2	⇐ 213,2 kN
			8,8	1737,2		
			5,9	1737,2		
			3,0	1737,2		⇐ 222,1 kN
	3° Piso		8,8	1737,2	222,1	
			11,7	1254,3		⇐ 148,9 KN
			5,9	1737,2		
			3,0	1737,2		⇐ 75,7 KN
	2° Piso		5,9	1737,2	148,9	
			11,7	1254,3		
			8,8	1737,2		
			3,0	1737,2		
	1° Piso		3,0	1737,2	75,7	
			11,7	1254,3		
			8,8	1737,2		
			5,9	1737,2		

Acção sísmica tipo 2						
Zona	Piso/Cob.	F_b (kN)	z_i (m)	W_i (kN)	F_i (kN)	
A	Cobertura	639,3	5,9	1254,3	375,1	375,1 kN
			3,0	1737,2		264,2 kN
	Piso		3,0	1737,2	264,2	
			5,9	1254,3		
D	Cobertura	453,6	11,7	1254,3	146,5	146,5 kN
			8,8	1737,2		
			5,9	1737,2		152,7 kN
			3,0	1737,2		
	3° Piso		8,8	1737,2	152,7	102,4 kN
			11,7	1254,3		
			5,9	1737,2		52,0 kN
			3,0	1737,2		
	2° Piso		5,9	1737,2	102,4	
			11,7	1254,3		
			8,8	1737,2		
			3,0	1737,2		
	1° Piso		3,0	1737,2	52,0	
			11,7	1254,3		
			8,8	1737,2		
			5,9	1737,2		

Representação esquemática das forças envolvidas na combinação de acções de base sismo

Zona sísm.	Acção sísmica tipo 1	Acção sísmica tipo 2
A	1254,3 kN ⇩ ⇦ 604,5 kN 1737,2 kN ⇩ ⇦ 425,7 kN ⇧ 2991,5 kN	1254,3 kN ⇩ ⇦ 375,1 kN 1737,2 kN ⇩ ⇦ 264,2 kN ⇧ 2991,5 kN
D	1254,3 kN ⇩ ⇦ 213,2 kN ⇩ ⇦ 222,1 kN 1737,2 kN ⇩ ⇦ 148,9 kN 1737,2 ⇩ ⇦ 75,7 kN ⇧ 6465,9 kN	1254,3 kN ⇩ ⇦ 146,5 kN 1737,2 kN ⇩ ⇦ 152,7 kN 1737,2 kN ⇩ ⇦ 102,4 kN 1737,2 kN ⇩ ⇦ 52,0 kN ⇧ 6465,9 kN
Nota - Como se observa pelas forças indicadas a acção sísmica tipo 1 é mais gravosa, assim a partir de agora desprezar-se-à a acção sísmica tipo 2 neste exemplo de dimensionamento		

Distribuição das forças sísmicas nos alinhamentos extremos considerando excentricidades

Forças associadas a movimentos de translacção, T_i

A. S.	Zona	Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	F_i (kN)	K_i (kN/m)	K_i (kN/m)	T_i (kN)
I	A	X	A	Cobertura	604,5	287,7	6671,1	26,1
				Piso	425,7			18,4
			G	Cobertura	604,5	1634,9		148,1
				Piso	425,7			104,3
		Y	1	Cobertura	604,5	1024,8	7194,5	86,1
				Piso	425,7			60,6
	D	X	A	Cobertura	213,2	287,7	6671,1	9,2
				3° Piso	222,1			9,6
				2° Piso	148,9			6,4
				1° Piso	75,7			3,3
			G	Cobertura	213,2	1634,9		52,2
				3° Piso	222,1			54,4
				2° Piso	148,9			36,5
				1° Piso	75,7			18,6
		Y	1	Cobertura	213,2	1024,8	7194,5	30,4
				3° Piso	222,1			31,6
				2° Piso	148,9			21,2
				1° Piso	75,7			10,8

Forças associadas a movimentos de rotação, R_i

Direcção	Alinham.	Kxi (kN/m)	y_R (m)	y_i (m)	$y_i - y_R$ (m)	I_p (kNm)
X	A	287,7	7,85	0,525	7,323	15425,9
	B	652,3		1,400	6,448	27118,6
	C	717,0		4,250	3,598	9281,0
	D	1278,0		5,600	2,248	6457,7
	E	1404,8		8,600	0,752	794,7
	F	677,0		9,100	1,252	1061,5
	G	1634,9		13,850	6,002	58899,3

Total	119038,8

Direcção	Alinham.	Kyi (kN/m)	x_R (m)	x_i (m)	$x_i - x_R$ (m)	I_p (kNm)
Y	1	1024,8	8,35	0,125	8,225	69331,5
	2	76,0		3,650	4,700	1678,3
	3	645,3		4,400	3,950	10068,8
	4	440,5		7,200	1,150	582,5
	5	717,0		8,350	0,000	0,0

Total	163322,3

ΣI_p (kNm)	282361,1

Cálculo da excentricidade acidental, e

	X	Y
Constante	0,05	
l (m)	16,70	13,70
e (m)	0,835	0,685

Acção sísmica tipo 1 na zona A								
Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	F_h (kN)	K_i (kN/m)	d_i (m)	e (m)	I_p (kNm)	R_i (kN)
X	A	Cobertura	604,5	287,67	7,323	0,685	282361,1	6,9
		Piso	425,7					4,8
	G	Cobertura	604,5	1634,93	6,002			31,9
		Piso	425,7					22,5
Y	1	Cobertura	604,5	1024,85	8,225	0,835		27,4
		Piso	425,7					19,3

Acção sísmica tipo 1 na zona D								
Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	F_h (kN)	K_i (kN/m)	d_i (m)	e (m)	I_p (kNm)	Ri (kN)
X	A	Cobertura	213,2	287,67	7,323	0,685	282361,1	2,4
		3° Piso	222,1					2,5
		2° Piso	148,9					1,7
		1° Piso	75,7					0,9
	G	Cobertura	213,2	1634,93	6,002			11,3
		3° Piso	222,1					11,7
		2° Piso	148,9					7,9
		1° Piso	75,7					4,0
Y	1	Cobertura	213,2	1024,85	8,225	0,835		9,7
		3° Piso	222,1					10,1
		2° Piso	148,9					6,8
		1° Piso	75,7					3,4

Força horizontal de corte total, H_i

A.S.	Zona	Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	T_i (kN)	R_i (kN)	H_i (kN)
1	A	X	A	Cobertura	26,1	6,9	32,9
				Piso	18,4	4,8	23,2
			G	Cobertura	148,1	31,9	180,1
				Piso	104,3	22,5	126,8
		Y	1	Cobertura	86,1	27,4	113,5
				Piso	60,6	19,3	80,0
	D	X	A	Cobertura	9,2	2,4	11,6
				3° Piso	9,6	2,5	12,1
				2° Piso	6,4	1,7	8,1
				1° Piso	3,3	0,9	4,1
			G	Cobertura	52,2	11,3	63,5
				3° Piso	54,4	11,7	66,2
				2° Piso	36,5	7,9	44,4
				1° Piso	18,6	4,0	22,6
		Y	1	Cobertura	30,4	9,7	40,0
				3° Piso	31,6	10,1	41,7
				2° Piso	21,2	6,8	28,0
				1° Piso	10,8	3,4	14,2

b) Acção de base sobrecarga

Paredes que suportam lajes

Parede X10		Largura de influência (m)	Compr. da parede (m)	Altura (m)	Carga (kN/m²)	$1,5G_{kj}$ (kN)	$1,5Q_{ki}$ (kN)
G_{kj}	L. cob.	1,30	——	——	5,00	21,0	——
	L. piso	1,30	——	——	4,10	17,2	——
	Par. resist.	——	1,55	2,90	1,73	11,7	——
Q_{ki}	Sob. cob.	1,30	——	——	1,00	——	4,2
	Sob. piso	1,30	——	——	5,00	——	21,0

N_{Sd} (kN)	186,3

Parede Y4		Largura de influência (m)	Compr. da parede (m)	Altura (m)	Carga (kN/m^2)	$1,5G_{kj}$ (kN)	$1,5Q_{ki}$ (kN)
G_{kj}	L. cob.	4,05	——	——	5,00	42,5	——
	L. piso	4,05	——	——	4,10	34,9	——
	Par. resist.	——	1,80	2,90	1,73	13,5	——
	Par. divis.	4,05	——	——	0,16	1,4	——
Q_{ki}	Sob. cob.	4,05	——	——	1,00	——	8,5
	Sob. piso	4,05	——	——	2,00	——	17,0

N_{Sd} (kN)	264,9

Parede X9		Largura de influência (m)		Compr. da parede (m)	Altura (m)	Carga (kN/m^2)	$1,5G_{kj}$ (kN)	$1,5Q_{ki}$ (kN)
G_{kj}	L. cob.	4,63	1,30	——	——	5,00	124,2	——
	L. piso	4,63	1,30	——	——	4,10	101,8	——
	Par. resist.	4,63	1,30	4,58	2,90	1,73	34,5	——
	Par. divis.	4,63	——			0,16	2,5	——
Q_{ki}	Sob. cob.	4,63	1,30	——	——	1,00	——	24,8
	Sob. Piso	4,63	——			2,00		31,8
	Sob. var.	——	1,30	——	——	5,00	——	44,7

N_{Sd} (kN)	829,4

Parede Y3		Largura de influência (m)		Compr. da parede (m)	Altura (m)	Carga (kN/m^2)	$1,5G_{kj}$ (kN)	$1,5Q_{ki}$ (kN)
G_{kj}	L. cob.	3,75	3,75	——	——	5,00	138,5	——
	L. piso	3,75	3,75	——	——	4,10	114,6	——
	Par. divis.	3,75	3,75	——	——	0,16	9,9	——
	Par. resist.	——	——	9,45	2,90	1,41	58,0	——
Q_{ki}	Sob. cob.	3,75	3,75	——	——	1,00	——	53,2
	Sob. Piso	3,75	3,75	——	——	2,00	——	106,3

N_{Sd} (kN)	1115,9

c) Acção de base vento

Acções permanentes

Acções permanentes, G_{ki}		Quantificação	Área ou comprimento	Total (kN)	$1,5G_{ki}$ (kN)
Cobertura	Laje	5,00 kN/m^2	250,85 m^2	1254,3	1881,4
Pisos	Laje	4,10 kN/m2	237,93 m^2	975,5	1627,9
	Escadas	7,50 kN/m2	12,92 m^2	96,9	
	Paredes de fachada	4,64 kN/m	44,92 m	208,3	
	Paredes int. resistentes	3,78 kN/m	81,80 m	309,1	
	Paredes divisórias	0,16 kN/m2	237,93 m^2	38,1	

Acções variáveis

Sobrecarga	ψ_{2i}	S_c (kN/m^2)	Área (m^2)	$\psi_{2i}Q_{ki}$ (kN)	Totais (kN)
Cobertura	0,0	1,00	250,9	0,0	0,0
Pisos	0,6	5,00	23,7	71,0	328,1
		2,00	214,3	257,1	

Acção do vento no plano da parede, W_{ki}							
Direcção	Alinham.	Altura (m)	Largura de influência (m)	W_{ki} (kN)	$1,5W_{ki}$ (kN)	Total (kN) 2 pisos	Total (kN) 4 pisos
X	A	2,90	2,00	1,19	10,4	141,7	283,4
	C		4,28		22,1		
	F		4,84		25,1		
	G		2,57		13,3		
Y	1		2,28		11,8	173,0	346,0
	3		4,10		21,2		
	5		3,95		20,4		

Acção do vento no plano perpendicular à parede, W_{ki}							
Direcção	Alinham.	Altura (m)	Comprim. (m)	W_{ki} (kN)	$1,5W_{ki}$ (kN)	Total (kN) 2 pisos	Total (kN) 4 pisos
X	A	2,90	9,10	1,19	47,1	173,9	347,9
	B		7,70		39,9		
	G		16,70		86,4		
Y	1		13,70		70,9	141,8	283,7

Totais

N_{sd} totais	Cobertura	Piso
G_{kj} (kN)	1881,4	1627,9
$\psi_{2i}Q_{ki}$ (kN)	0,0	328,1
N_{Sd} (kN)	1881,4	1956,0

3.1.2.2 Estado limite de utilização

Deslocamentos nos alinhamentos extremos, d_e, considerando excentricidades acidentais

Zona A, acção sísmica tipo 1								
Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	H_i (kN)	h_i (m)	EI_i (kNm^2)	G (m^4)	A_i (m^2)	d_e (mm)
X	A	Cobertura	32,9	5,9	600288,7	8,06E+05	1,49	1,10
		Piso	23,2	3,0				0,14
	G	Cobertura	180,1	5,9	8404041,1		2,98	0,81
		Piso	126,8	3,0				0,19
Y	1	Cobertura	113,5	5,9	2880377,0		2,11	1,07
		Piso	80,0	3,0				0,20

Zona D, acção sísmica tipo 1								
Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	H_i (kN)	h_i (m)	EI_i (kNm^2)	G (m^4)	A_i (m^2)	d_e (mm)
X	A	Cobertura	11,6	11,6	600288,7	8,06E+05	1,49	2,63
		3° Piso	12,1	8,7				1,19
		2° Piso	8,1	5,8				0,26
		1° Piso	4,1	2,9				0,02
	G	Cobertura	63,5	11,6	8404041,1		2,98	1,29
		3° Piso	66,2	8,7				0,67
		2° Piso	44,4	5,8				0,19
		1° Piso	22,6	2,9				0,03
Y	I	Cobertura	40,0	11,6	2880377,0		2,11	2,08
		3° Piso	41,7	8,7				1,01
		2° Piso	28,0	5,8				0,25
		1° Piso	14,2	2,9				0,03

3.2.3 Verificação da estabilidade

3.2.3.1 Estados limite últimos

a) Corte

Como a combinação de acções de base sismo é a mais exigente relativamente ao corte é esta combinação verificada.

Verificação ao corte

Considerando a globalidade do edifício

Direcção	X		Y	
N° pisos	2	4	2	4
γ_M	1,7			
Área (m^2)	12,60		12,91	
f_{vk0} (kN)	200			
$0,065f_b$	325,0			
N_{sd} (kN)	2991,5	6465,9	2991,5	6465,9
$V_{Rd\,min}$ (kN	1482,7		1519,3	
$_{Rd\,max}$ (kN	2409,4		2468,9	
V_{Rd} (kN)	2186,6	2409,4	2223,2	2468,9

Nota - O EC8 [69] indica como complemento ao EC6 [6] algumas disposições para o dimensionamento de edifícios em alvenaria resistente em regiões sísmicas. Uma destas disposições é a consideração de um valor de γ_M igual a 1,7 para categorias de execução e de controle de fabrico intermédias.

Zona	Direcção	A. S.	N° de pisos	F_b (kN)	V_{Rd} (kN)
A	X	1	2	1030,2	2186,6
	Y			1030,2	2223,2
D	X		4	659,8	2409,4
	Y			659,8	2468,9

Considerando os alinhamentos mais solicitados

Alinham.	A		G	
N° pisos	2	4	2	4
γ_M	1,7			
Área (m^2)	1,49		2,98	
f_{vk0} (kN)	200			
$0,065f_b$	325,0			
N_{sd} (kN)	102,3	231,4	282,2	560,1
$V_{Rd\ min.}$ (kN	175,1		350,1	
$_{Rd\ max.}$ (kN	284,5		568,9	
V_{Rd} (kN)	199,1	229,5	416,5	481,9

Alinham.	A		G	
Zona sísm.	A (2 pisos)	D (4 pisos)	A (2 pisos)	D (4 pisos)
Tipo A. S.	1			
V_{sd} (kN)	56,1	35.9	306,9	196,6
V_{Rd} (kN)	199,1	229,5	416,5	481,9

Alinhamentos	1	
N° pisos	2	4
γ_M	1,7	
Área (m^2)	1024,85	
f_{vk0} (kN)	200	
$0,065f_b$	325,0	
N_{sd} (kN)	356,3	632,4
$V_{Rd\ min.}$ (kN)	120570,2	
$V_{Rd\ máx.}$ (kN)	195926,6	
V_{Rd} (kN)	120654,0	120719,0

Alinhamentos	1	
Zona sísmica	A (2 pisos)	D (4 pisos)
Tipo A. S.	1	
V_{sd} (kN)	193,5	123,9
V_{Rd} (kN)	428,0	492,9

b) Compressão e tracção

A verificação é feita apenas para a combinação de acções de base sismo para as paredes em situação mais desfavorável.

Paredes X9 e X10

Zona A								
Comprim. (m)	Forças							
	Sísmicas		N_{Sd}		Força F (kN)	Tracção T (kN/m)	Totais (kN/m)	
	Pisos (kN)	Altura (m)	(kN)	(kN/m)			Tracção	Compres.
7,40	90,0	5,90	89,1	12,0	146,2	79,1	49,6	108,5
	63,4	3,00	218,1	29,5				
	Resultante							
	153,5	4,70						

Zona D								
Comprim. (m)	Forças							
	Sísmicas		N_{Sd}		Força F (kN)	Tracção T (kN/m)	Totais (kN/m)	
	Pisos (kN)	Altura (m)	(kN)	(kN/m)			Tracção	Compres.
7,40	31,7	11,70	89,1	12,0	167,7	90,6	26,3	155,0
	33,1	8,80	218,1	29,5				
	22,2	5,90	347,1	46,9				
	11,3	3,00	476,1	64,3				
	Resultante							
	98,3	8,42						

Alinhamento 1

Zona A								
Comprim. (m)	Forças							
	Sísmicas		N_{sd}		Força F (kN)	Tracção T (kN/m)	Totais (kN/m)	
	Pisos (kN)	Altura (m)	(kN)	(kN/m)			Tracção	Compres.
13,70	113,5	5,90	85,8	6,3	99,6	29,1	10,9	47,2
	80,0	3,00	248,9	18,2				
	Resultante							
	193,5	4,70						

Zona D								
Comprim. (m)	Forças							
	Sísmicas		N_{sd}		Força F (kN)	Tracção T (kN/m)	Totais (kN/m)	
	Pisos (kN)	Altura (m)	(kN)	(kN/m)			Tracção	Compres.
13,70	40,0	11,70	85,8	6,3	114,2	33,3	3,3	63,4
	41,7	8,80	248,9	18,2				
	28,0	5,90	411,9	30,1				
	14,2	3,00	575,0	42,0				
	Resultante							
	123,9	8,42						

Cálculo da resistência à compressão

f_k = 3,1 N/mm^2, considerando unidades U5 do grupo 1 e argamassa-cola M5/M10 [42]

ρ_2	h (m)	h_{ef} (m)
0,75	2,68	2,01

h_{ef} (m)	t_{ef} (m)	Φ
2,01	0,24	0,773
2,01	0,20	0,739

Paredes	t_{ef}(m)	Comp. (m)	Φ	f_k (KN)	A (m^2)	γ_M	N_{Rd} (KN)
X9 e X10	0,24	7,30	0,773	2800	1,7520	2,5	1516,5
Alinhamento 1	0,24	13,70	0,773		3,2880		2846,0

Verificação à tracção e à compressão								
Paredes	Zona	Tracção				Compressão		
		T_{Sd} (kN/m)	T_{Sd} (kN)	T_{Rd} (kN)	Armadura	N_{Sd} (kN/m)	N_{Sd} (kN)	N_{Rd} (kN)
X9 e X10	A	49,6	41,4	0,0	Mínima	108,5	144,3	1516,5
	D	26,3	5,8	0,0	Mínima	155,0	298,3	
Alinham. 1	A	10,9	7,7	0,0	Mínima	47,2	199,8	2846,0
	D	3,3	0,0	0,0	Mínima	63,4	330,7	

c) Compressão

A combinação de acções mais severa em relação à compressão é a combinação de acções de base sobrecarga.

Parede	t_{ef} (m)	Comp. (m)	Φ	f_k (KN)	A (m^2)	γ_M	N_{Rd} (KN)	N_{Sd} (KN)
X10	0,24	1,55	0,773	2800	0,3720	2,5	322,0	186,3
Y4	0,24	1,80	0,773		0,4320		373,9	264,9
X9	0,24	4,58	0,773		1,0992		951,5	829,4
Y3	0,20	9,45	0,739		1,8900		1564,1	1115,9

d) Flexão lateral

Considerou-se a combinação de acções de base vento a mais desfavorável em relação à flexão lateral.

Atendendo a que o EC6 não apresenta dados suficientes para a aplicação das expressões apresentadas, fez-se uma análise sumária, com recurso a valores indicados pela BS5628 [38] que evidenciou que esta verificação não é condicionante.

3.2.3.2 Estado limite de utilização

Verificação dos deslocamentos nos alinhamentos extremos

Zona	Alinhamen.	Cob./piso	d_c (mm)	qd	γ_I	d_s (mm)
A	A	Cobertura	1,10	2,0	1,0	2,20
		Piso	2,08			4,16
	G	Cobertura	0,81			1,62
		Piso	0,19			0,39
	I	Cobertura	1,07			2,14
		Piso	0,20			0,41
D	A	Cobertura	2,63			5,26
		3º piso	1,19			2,39
		2º piso	0,26			0,52
		1º piso	0,02			0,05
	G	Cobertura	1,29			2,58
		3º piso	0,67			1,34
		2º piso	0,19			0,39
		1º piso	0,03			0,07
	I	Cobertura	2,08			4,16
		3º piso	1,01			2,02
		2º piso	0,25			0,51
		1º piso	0,03			0,07

Zona	Alinhamen.	Cob./piso	ds (mm)	h (m)	υ	dr/υ	0,002h
A	A	Cobertura	2,20	2,90	2,0	-0,0010	0,0058
		Piso	4,16				
	G	Cobertura	1,62			0,0006	
		Piso	0,39				
	I	Cobertura	2,14			0,0009	
		Piso	0,41				
D	A	Cobertura	5,26			0,0014	
		3° piso	2,39			0,0009	
		2° piso	0,52			0,0002	
		1° piso	0,05				
	G	Cobertura	2,58			0,0013	
		3° piso	1,34			0,0005	
		2° piso	0,39			0,0002	
		1° piso	0,07				
	I	Cobertura	4,16			0,0011	
		3° piso	2,02			0,0008	
		2° piso	0,51			0,0002	
		1° piso	0,07				

Como dr/υ < 0,002h está satisfeita a verificação ao estado limite de utilização.

3.3 Solução estrutural com paredes resistentes em tijolos face à vista perfurados

3.3.1 Características gerais

3.3.1.1 Alvenaria

Tijolos perfurados considerados unidades do grupo 2a e argamassa M10:

			Observações
Unidades	Resistência à compressão, f_b (KN/m^2)	8820	Considerou-se: $E = 1000f_k$ $G = 0,4E$
Alvenaria	Resistência à compressão, f_k (KN/m^2)	4026	
	Módulo de elasticidade, E (KN/m^2)	4,03E+06	
	Módulo de distorção, G (KN/m^2)	1,61E+06	
	Resistência ao corte, f_{vk0} (KN/m^2)	300	
Argamassa	M10 (f_m, kN/m^2)	10000	

3.3.1.2 Acções verticais

	Lajes			
	Piso	Cobertura	Escadas	Varandas
Peso próprio (KN/m^2)	3,25	3,25	7,50	3,25
Revestimentos (KN/m^2)	0,85	1,75	0,85	0,85
Sobrecargas (KN/m^2)	2,00	1,00	2,00	5,00

	Paredes	Observações
Fachada (KN/m^2)	4,60	(*) Acção transformada em acção uniformemente distríbuida nos pisos de acordo com o artº 15 do RSA [58], no entanto dado o reduzido número destas paredes considerou-se apenas 10 % do valor indicado, ou seja 0,16 kN/m^2
Interiores resistentes (KN/m^2)	4,60	
Divisórias (KN/m^2) (*)	1,55	

3.3.1.3 Paredes

a) Valores globais segundo X

Parede	Espessura (m)	Comprim. (m)	Área (m^2)	y_g (m)	I_x (m^4)	G (kN/m^2)	K_x (kN/m)	$Kx/\Sigma Kx$ (%)
4*X1	0,23	1,55	1,4260	0,525	0,285	4,03E+03	358,0	3,8
2*X2	0,23	1,28	0,5888	1,400	0,080		107,7	1,2
X3	0,23	2,76	1,2696	1,400	0,806		704,1	7,6
2*X4	0,23	3,40	1,5640	4,250	1,507		1070,8	11,5
X5	0,23	7,70	1,7710	5,600	8,750		1908,8	20,5
X6	0,23	8,30	1,9090	8,600	10,959		2098,1	22,5
2*X7	0,23	3,30	1,5180	9,100	0,689		1011,1	10,8
2*X8	0,23	0,80	0,3680	10,300	0,020		28,9	0,3
2*X9	0,23	4,65	2,1390	13,850	3,854		1855,8	19,9
2*X10	0,23	1,55	0,7130	13,850	0,143		179,0	1,9
Totais		13,27	—		27,093	—	9322,4	100,0

Nota: A área de parede na direcção X representa 5% do valor da área do piso, valor superior ao mínimo exigido pelo [69] para qualquer das zonas sísmicas.

b) Valores globais segundo Y

Parede	Espessura (m)	Comprim. (m)	Área (m^2)	x_g (m)	I_y (m^4)	G (kN/m^2)	K_y (kN/m)	$Ky/\Sigma Ky$ (%)
2*Y1	0,23	4,15	1,9090	8,350	2,740		1535,8	15,0
2*Y2	0,23	4,20	1,9320	8,350	2,840		1567,6	15,3
Y3	0,23	9,45	2,1735	8,350	16,175		2457,4	24,0
2*Y4	0,23	1,80	0,8280	8,350	0,224		262,0	2,6
2*Y5	0,23	2,05	0,9430	8,350	0,330	4,03E+03	360,0	3,5
2*Y6	0,23	0,80	0,3680	8,350	0,020		28,9	0,3
2*Y7	0,23	2,85	1,3110	8,350	0,887		753,2	7,4
2*Y8	0,23	1,70	0,7820	8,350	0,188		226,9	2,2
2*Y9	0,23	3,8	1,7480	8,350	2,103		1315,7	12,9
2*Y10	0,23	4,45	2,0470	8,350	3,378		1727,3	16,9
Totais			14,04	—	28,885	—	10234,8	100,0

Nota: A área de parede na direcção Y representa 6% do valor da área do piso, valor superior ao mínimo exigido [69] para qualquer das zonas sísmicas.

3.3.1.4 Centro de massa e de rigidez

a) Centro de massa

Cobertura

Cobertura	Dimensões (m^2)	Acções (kN/m^2)		m_i (kN)	y_i (m)	$m_i y_i$ (kNm)	Σm_i (kN)	y_G (m)
Laje	18,98	Peso próp.	3,25	61,69	14,75	909,85	1254,25	7,73
		Revest.	1,75	33,22		489,92		
	228,79	Peso próp.	3,25	743,57	7,25	5390,86		
		Revest.	1,75	400,38		2902,77		
	3,08	Peso próp.	3,25	10,01	0,20	2,00		
		Revest.	1,75	5,39		1,08		
A grandeza m_i não é uma massa, mas um peso.								

Pisos

Pisos		Dimensões (m^2)	Acções (kN/m^2)		m_i (kN)	y_i (m)	$m_i y_i$ (kNm)	y_G (m)
		18,98	Peso próp.	3,25	61,69	14,75	909,85	7,34
			Sobrec.	5,00	37,96		559,91	
			Revest.	0,85	16,13		237,96	
		78,84	Peso próp.	3,25	256,23	11,400	2921,02	
			Divisórias	0,16	12,61		143,80	
			Sobrec.	2,00	63,07		719,02	
			Revest.	0,85	67,01		763,96	
		135,42	Peso próp.	3,25	440,12	4,550	2002,52	
			Divisórias	0,16	21,67		98,59	
			Sobrec.	2,00	108,34		492,93	
			Revest.	0,85	115,11		523,74	
		4,69	Peso próp.	3,25	15,24	0,625	9,53	
			Sobrec.	5,00	9,38		5,86	
			Revest.	0,85	3,99		2,49	
Paredes	Alinham. A	17,98	4,60		82,71	0,125	10,34	
	Alinham. B	15,43	4,60		70,97	1,575	111,78	
	Alinham. C	19,72	4,60		90,71	4,100	371,92	
	Alinham. D	22,33	4,60		102,72	5,800	595,76	
	Alinham. E	24,07	4,60		110,72	8,100	896,85	
	Alinham. F	19,14	4,60		88,04	10,825	953,08	
	Alinham. G	35,96	4,60		165,42	12,325	2038,75	
	Alinham. 1	10,50	4,60		96,60	6,950	671,37	
	Alinham. 2	3,40	4,60		31,28	6,950	217,40	
	Alinham. 3	12,50	4,60		115,00	6,950	799,25	
	Alinham. 4	7,60	4,60		69,92	6,950	485,94	
	Alinham. 5	9,45	4,60		43,47	6,950	302,12	
						Σm_i (kN)	2296,10	

Notas - Considerou-se além das cargas permanentes, 40% da sobrecarga de utilização, como valor quase permanente.
A grandeza m_i não é uma massa, mas um peso.

Síntese

Como o edifício é simétrico na direcção X, x_G = 10,50 m

	x_G (m)	y_G (m)
Cobertura	8,35	7,73
Restantes pisos	8,35	7,34

b) Centro de rigidez

Parede	k_{xi} (kN/m)	y_i (m)	$k_{xi} y_i$ (kN)	Σk_{xi} (kN/m)	y_R (m)
X1	358,0	0,525	188,0	9322,4	7,75
X2	107,7	1,400	150,8		
X3	704,1	1,400	985,8		
X4	1070,8	4,250	4551,0		
X5	1908,8	5,600	10689,0		
X6	2098,1	8,600	18044,0		
X7	1011,1	9,100	9201,4		
X8	28,9	10,300	297,2		
X9	1855,8	13,850	25703,0		
X10	179,0	13,850	2479,4		

x_R (m)	y_R (m)
8,35	7,75

3.3.2 Acções e combinações de acções

3.3.2.1 Estado limite último

a) Acção de base sismo

Acção dos sismos

Quantificação de acções

Acções permanentes

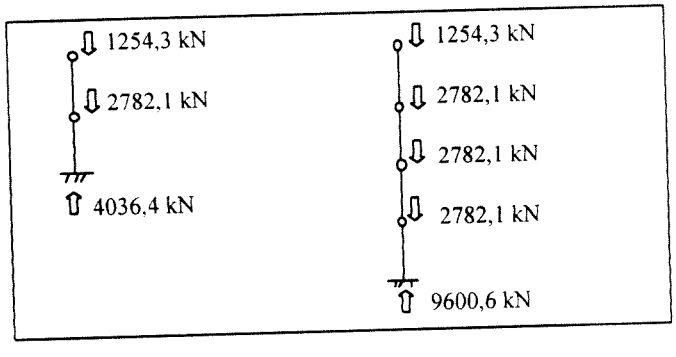
Acções permanentes, G_{ki}		Quantificação	Área ou comprimento	Total (kN)	G_{ki} (kN)
Cobertura	Laje	5,00 kN/m^2	250,85 m^2	1254,3	1254,3
Pisos	Laje	4,10 kN/m^2	237,93 m^2	975,5	2672,7
	Escadas	7,50 kN/m^2	12,92 m^2	96,9	
	Paredes de fachada	12,33 kN/m	44,92 m	553,8	
	Paredes int. resistentes	12,33 kN/m	81,80 m	1008,4	
	Paredes divisórias	0,16 kN/m^2	237,93 m^2	38,1	

Acções variáveis

Acções variáveis	ψ_{2i}	Q_{ki} (kN/m^2)	Área (m^2)	$\psi_{2i}Q_{ki}$ (kN)	Totais (kN)
Cobertura	0,0	1,00	250,9	0,0	0,0
Pisos	0,2	5,00	23,7	23,7	109,4
		2,00	214,3	85,7	

Totais

N_{sd} totais	Cobertura	Piso
Gkj (kN)	1254,3	2672,7
$\psi_{2i}Q_{ki}$ (kN)	0,0	109,4
N_{Sd} (kN)	1254,3	2782,1



Periodo fundamental do Edifício

Considerando solo tipo B

N° pisos	C_t	Altura (m)	T_1 (s)	Notas
2	0,05	5,90	0,19	$T_1 < 2,0$ s e $T_1 < 4*T_C = 1,4$ s, A. S. tipo 1
4		11,70	0,32	$T_1 < 2,0$ s e $T_1 < 4*T_C = 3,6$ s, A. S. tipo 2

Cálculo de $S_d(T)$

Acção sísmica (A. S.)	Tipo 1	Tipo 2
Período	T_B T T_C	T_B T T_C
Zona A	0,12 < 0,19 < 0,35	0,25 > 0,19 < 0,90
Zona D	0,12 < 0,32 < 0,90	0,25 < 0,32 < 0,90

Zona	A. S.	Acel. (m/s^2)	α	s	β_0	q	$S_d(T)$
A	1	2,7	0,276	1,0	2,5	2,0	0,3444
	2	1,6	0,163	1,1			0,2137
D	1	0,8	0,082	1,0			0,1020
	2	0,5	0,051	1,1			0,0702

Força de corte basal

Zonas	A. S.	$S_d(T)$	N° pisos	W (kN)	F_b (kN)
A	1	0,3444	2	4036,4	1390,1
	2	0,2137			862,6
D	1	0,1020	4	9600,6	979,7
	2	0,0702			673,5

Distribuição da acção dos sismos em altura, F_i

Consideraram-se deslocamentos linearmente espaçados ao longo da altura da parede

Acção sísmica tipo 1						
Zona	Piso/Cob.	F_b (kN)	z_i (m)	W_i (kN)	F_i (kN)	
A	Cobertura	1390,1	5,9	1254,3	653,3	⇐ 653,3 kN
			3,0	2782,1		
	Piso		3,0	2782,1	736,8	⇐ 736,8 kN
			5,9	1254,3		
D	Cobertura	979,7	11,7	1254,3	224,9	⇐ 224,9 kN
			8,8	2782,1		
			5,9	2782,1		⇐ 375,2 kN
			3,0	2782,1		
	3° Piso		8,8	2782,1	375,2	⇐ 251,6 KN
			11,7	1254,3		
			5,9	2782,1		⇐ 127,9 KN
			3,0	2782,1		
	2° Piso		5,9	2782,1	251,6	
			11,7	1254,3		
			8,8	2782,1		
			3,0	2782,1		
	1° Piso		3,0	2782,1	127,9	
			11,7	1254,3		
			8,8	2782,1		
			5,9	2782,1		

Acção sísmica tipo 2						
Zona	Piso/Cob.	F_b (kN)	z_i (m)	W_i (kN)	F_i (kN)	
A	Cobertura	862,6	5,9	1254,3	405,4	405,4 kN
			3,0	2782,1		457,2 kN
	Piso		3,0	2782,1	457,2	
			5,9	1254,3		
D	Cobertura	673,5	11,7	1254,3	154,6	154,6 kN
			8,8	2782,1		258,0 kN
			5,9	2782,1		173,0 kN
			3,0	2782,1		87,9 kN
	3° Piso		8,8	2782,1	258,0	
			11,7	1254,3		
			5,9	2782,1		
			3,0	2782,1		
	2° Piso		5,9	2782,1	173,0	
			11,7	1254,3		
			8,8	2782,1		
			3,0	2782,1		
	1° Piso		3,0	2782,1	87,9	
			11,7	1254,3		
			8,8	2782,1		
			5,9	2782,1		

Representação esquemática das forças envolvidas na combinação de acções de base sismo

Zona sism.	Acção sísmica tipo 1	Acção sísmica tipo 2
A	1254,3 kN ⇩ ⇦ 653,3 kN 2782,1 kN ⇩ ⇦ 736,8 kN ⇧ 4036,4 kN	1254,3 kN ⇩ ⇦ 405,4 kN 2782,1 kN ⇩ ⇦ 457,2 kN ⇧ 4036,4 kN
D	1254,3 kN ⇩ ⇦ 224,9 kN ⇩ ⇦ 375,2 kN 2782,1 kN ⇩ ⇦ 251,6 kN 2782,1 ⇩ ⇦ 127,9 kN ⇧ 9600,6 kN	1254,3 kN ⇩ ⇦ 154,6 kN 2782,1 kN ⇩ ⇦ 258,0 kN 2782,1 kN ⇩ ⇦ 173,0 kN 2782,1 kN ⇩ ⇦ 87,9 kN ⇧ 9600,6 kN
Nota - Como se observa pelas forças indicadas a acção sísmica tipo 1 é mais gravosa, assim a partir de agora desprezar-se-à a acção sísmica tipo 2 neste exemplo de dimensionamento		

Distribuição das forças sísmicas nos alinhamentos extremos considerando excentricidades

Forças associadas a movimentos de translacção, T_i

A. S.	Zona	Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	F_i (kN)	K_i (kN/m)	K_j (kN/m)	T_i (kN)
1	A	X	A	Cobertura	653,3	358,03	9322,41	25,1
				Piso	736,8			28,3
			G	Cobertura	653,3	2034,82		142,6
				Piso	736,8			160,8
		Y	1	Cobertura	653,3	1275,52	10234,84	81,4
				Piso	736,8			91,8
	D	X	A	Cobertura	224,9	358,03	9322,41	8,6
				3º Piso	375,2			14,4
				2º Piso	251,6			9,7
				1º Piso	127,9			4,9
			G	Cobertura	224,9	2034,82		49,1
				3º Piso	375,2			81,9
				2º Piso	251,6			54,9
				1º Piso	127,9			27,9
		Y	1	Cobertura	224,9	1275,52	10234,84	28,0
				3º Piso	375,2			46,8
				2º Piso	251,6			31,4
				1º Piso	127,9			15,9

Forças associadas a movimentos de rotação, R_i

Direcção	Alinham.	Kxi (kN/m)	y_R (m)	y_i (m)	$y_i - y_R$ (m)	I_p (kNm)
X	A	358,0	7,75	0,525	7,229	18712,1
	B	811,8		1,400	6,354	32780,2
	C	1070,8		4,250	3,504	13150,5
	D	1908,8		5,600	2,154	8859,3
	E	2098,1		8,600	0,846	1500,3
	F	1011,1		9,100	1,346	1830,9
	G	2034,8		13,850	6,096	75606,9

Total	152440,1

Direcção	Alinham.	Kyi (kN/m)	x_R (m)	x_i (m)	$x_i - x_R$ (m)	I_p (kNm)
Y	1	1275,5	8,35	0,125	8,225	86289,8
	2	113,5		3,650	4,700	2506,6
	3	963,8		4,400	3,950	15037,9
	4	657,8		7,200	1,150	870,0
	5	1070,8		8,350	0,000	0,0

Total	209408,6

ΣI_p (kNm)	361848,7

Cálculo da excentricidade acidental, e

	X	Y
Constante	0,05	
l (m)	16,70	13,70
e (m)	0,835	0,685

Acção sísmica tipo 1 na zona A								
Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	F_h (kN)	K_i (kN/m)	d_i (m)	e (m)	I_p (kNm)	R_i (kN)
X	A	Cobertura	653,3	358,0	7,229	0,685	361848,7	7,1
		Piso	736,8					8,0
	G	Cobertura	653,3	2034,8	6,096			34,0
		Piso	736,8					38,4
Y	1	Cobertura	653,3	1275,5	8,225	0,835		28,8
		Piso	736,8					32,5

Acção sísmica tipo 1 na zona D								
Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	F_h (kN)	K_i (kN/m)	d_i (m)	e (m)	I_p (kNm)	Ri (kN)
X	A	Cobertura	224,9	358,0	7,229	0,685	361848,7	2,4
		3° Piso	375,2					4,1
		2° Piso	251,6					2,7
		1° Piso	127,9					1,4
	G	Cobertura	224,9	2034,8	6,096			11,7
		3° Piso	375,2					19,6
		2° Piso	251,6					13,1
		1° Piso	127,9					6,7
Y	1	Cobertura	224,9	1275,5	8,225	0,835		9,9
		3° Piso	375,2					16,5
		2° Piso	251,6					11,1
		1° Piso	127,9					5,6

Força horizontal de corte total, H_i

A.S.	Zona	Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	T_i (kN)	R_i (kN)	H_i (kN)
I	A	X	A	Cobertura	25,1	7,1	32,2
				Piso	28,3	8,0	36,3
			G	Cobertura	142,6	34,0	176,6
				Piso	160,8	38,4	199,2
		Y	1	Cobertura	81,4	28,8	110,2
				Piso	91,8	32,5	124,3
	D	X	A	Cobertura	8,6	2,4	11,1
				3° Piso	14,4	4,1	18,5
				2° Piso	9,7	2,7	12,4
				1° Piso	4,9	1,4	6,3
			G	Cobertura	49,1	11,7	60,8
				3° Piso	81,9	19,6	101,5
				2° Piso	54,9	13,1	68,0
				1° Piso	27,9	6,7	34,6
		Y	1	Cobertura	28,0	9,9	37,9
				3° Piso	46,8	16,5	63,3
				2° Piso	31,4	11,1	42,4
				1° Piso	15,9	5,6	21,6

b) Acção de base sobrecarga

Paredes que suportam lajes

Parede X10		Largura de influência (m)	Compr. da parede (m)	Altura (m)	Carga (kN/m²)	$1,5G_{kj}$ (kN)	$1,5Q_{ki}$ (kN)
G_{kj}	L. cob.	1,30	——	——	5,00	21,0	——
	L. piso	1,30	——	——	4,10	17,2	——
	Par. resist.	——	1,55	2,90	4,60	31,0	——
Q_{ki}	Sob. cob.	1,30	——	——	1,00	——	4,2
	Sob. piso	1,30	——	——	5,00	——	21,0

N_{Sd} (kN)	263,7

Parede Y4		Largura de influência (m)	Compr. da parede (m)	Altura (m)	Carga (kN/m²)	$1,5G_{kj}$ (kN)	$1,5Q_{ki}$ (kN)
G_{kj}	L. cob.	4,05	——	——	5,00	42,5	——
	L. piso	4,05	——	——	4,10	34,9	——
	Par. resist.	——	1,80	2,90	4,60	36,0	——
	Par. divis.	4,05	——	——	0,16	1,4	——
Q_{ki}	Sob. cob.	4,05	——	——	1,00	——	8,5
	Sob. piso	4,05	——	——	2,00	——	17,0

N_{Sd} (kN)	354,8

Parede X9		Largura de influência (m)		Compr. da parede (m)	Altura (m)	Carga (kN/m²)	$1,5G_{kj}$ (kN)	$1,5Q_{ki}$ (kN)
G_{kj}	L. cob.	4,63	1,30	——	——	5,00	124,2	——
	L. piso	4,63	1,30	——	——	4,10	101,8	——
	Par. resist.	4,63	1,30	4,58	2,90	4,60	91,6	——
	Par. divis.	4,63	——			0,16	2,5	——
Q_{ki}	Sob. cob.	4,63	1,30	——	——	1,00	——	24,8
	Sob. Piso	4,63	——			2,00		31,8
	Sob. var.	——	1,30	——	——	5,00	——	44,7

N_{Sd} (kN)	1058,1

Parede Y3		Largura de influência (m)		Compr. da parede (m)	Altura (m)	Carga (kN/m²)	$1,5G_{kj}$ (kN)	$1,5Q_{ki}$ (kN)
G_{kj}	L. cob.	3,75	3,75	——	——	5,00	138,5	——
	L. piso	3,75	3,75	——	——	4,10	114,6	——
	Par. divis.	3,75	3,75	——	——	1,55	46,8	——
	Par. resist.	——	——	9,45	2,90	4,60	189,1	——
Q_{ki}	Sob. cob.	3,75	3,75	——	——	1,00	——	53,2
	Sob. Piso	3,75	3,75	——	——	2,00	——	106,3

N_{Sd} (kN)	1751,2

c) Acção de base vento

Acções permanentes

Acções permanentes, G_{kj}		Quantificação	Área ou comprimento	Total (kN)	$1,5G_{kj}$ (kN)
Cobertura	Laje	5,00 kN/m^2	250,85 m^2	1254,3	1881,4
Pisos	Laje	4,10 kN/m2	237,93 m^2	975,5	2672,7
	Escadas	7,50 kN/m2	12,92 m^2	96,9	
	Paredes de fachada	12,33 kN/m	44,92 m	553,8	
	Paredes interiores	12,33 kN/m	81,80 m	1008,4	
	Paredes divisórias	0,16 kN/m2	237,93 m^2	38,1	

Acções variáveis

Sobrecarga	ψ_{2i}	S_c (kN/m^2)	Área (m^2)	$\psi_{2i}Q_{ki}$ (kN)	Totais (kN)
Cobertura	0,0	1,00	250,9	0,0	0,0
Pisos	0,6	5,00	23,7	71,0	328,1
		2,00	214,3	257,1	

Acção do vento no plano da parede, W_{ki}							
Direcção	Alinham.	Altura (m)	Largura de influência (m)	W_{ki} (kN)	$1,5W_{ki}$ (kN)	Total (kN) 2 pisos	Total (kN) 4 pisos
X	A	2,90	2,00	1,19	10,4	141,7	283,4
	C		4,28		22,1		
	F		4,84		25,1		
	G		2,57		13,3		
Y	1		2,28		11,8	173,0	346,0
	3		4,10		21,2		
	5		3,95		20,4		

Acção do vento no plano perpendicular à parede, W_{ki}							
Direcção	Alinham.	Altura (m)	Comprim. (m)	W_{ki} (kN)	$1,5W_{ki}$ (kN)	Total (kN) 2 pisos	Total (kN) 4 pisos
X	A	2,90	9,10	1,19	47,1	173,9	347,9
	B		7,70		39,9		
	G		16,70		86,4		
Y	1		13,70		70,9	141,8	283,7

Totais

N_{sd} totais	Cobertura	Piso
Gkj (kN)	1881,4	2672,7
$\psi_{2i}Q_{ki}$ (kN)	0,0	328,1
N_{Sd} (kN)	1881,4	3000,8

3.3.2.2 Estado limite de utilização

Deslocamentos nos alinhamentos extremos, d_e, considerando excentricidades acidentais

Zona A, acção sísmica tipo 1								
Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	H_i (kN)	h_i (m)	EI_i (kNm^2)	G (m^4)	A_i (m^2)	d_e (mm)
X	A	Cobertura	32,2	5,9	1149411,3	1,61E+06	1,43	0,56
		Piso	36,3	3,0				0,12
	G	Cobertura	176,6	5,9	16091757,6		2,85	0,41
		Piso	199,2	3,0				0,16
Y	1	Cobertura	110,2	5,9	5515243,0		2,02	0,54
		Piso	124,3	3,0				0,17

Zona D, acção sísmica tipo 1								
Direcção	Alinham.	Piso/Cob.	H_i (kN)	h_i (m)	EI_i (kNm^2)	G (m^4)	A_i (m^2)	d_e (mm)
X	A	Cobertura	11,1	11,6	1149411,3	1,61E+06	1,43	1,31
		3° Piso	18,5	8,7				0,95
		2° Piso	12,4	5,8				0,21
		1° Piso	6,3	2,9				0,02
	G	Cobertura	60,8	11,6	16091757,6		2,85	0,65
		3° Piso	101,5	8,7				0,54
		2° Piso	68,0	5,8				0,15
		1° Piso	34,6	2,9				0,03
Y	1	Cobertura	37,9	11,6	5515243,0		2,02	1,03
		3° Piso	63,3	8,7				0,80
		2° Piso	42,4	5,8				0,20
		1° Piso	21,6	2,9				0,03

3.3.3 Verificação da estabilidade

3.3.3.1 Estados limite últimos

a) Corte

Como a combinação de acções de base sismo é a mais exigente relativamente ao corte é esta combinação verificada.

Verificação ao corte

Considerando a globalidade do edifício

Direcção	X		Y	
N° pisos	2	4	2	4
γ_M	1,7			
Área (m^2)	13,27		14,04	
f_{vk0} (kN)	300			
$0,065f_b$	325,0			
N_{sd} (kN)	4036,4	9600,6	4036,4	9600,6
$V_{Rd\ min}$ (kN	2341,1		2477,9	
$_{Rd\ máx}$ (kN	2536,2		2684,4	
V_{Rd} (kN)	2536,2	2536,2	2684,4	2684,4

Nota - O EC8 [69] indica como complemento ao EC6 [6] algumas disposições para o dimensionamento de edifícios em alvenaria resistente em regiões sísmicas. Uma destas disposições é a consideração de um valor de γ_M igual a 1,7 para categorias de execução e de controle de fabrico intermédias.

Zona	Direcção	A. S.	N° de pisos	F_b (kN)	V_{Rd} (kN)
A	X	1	2	1390,1	2536,2
	Y			1390,1	2684,4
D	X		4	979,7	2536,2
	Y			979,7	2684,4

Considerando os alinhamentos mais solicitados

Alinham.	A		G	
N° pisos	2	4	2	4
γ_M	1,7			
Área (m^2)	1,43		2,85	
f_{vk0} (kN)	300			
$0,065f_b$	325,0			
N_{sd} (kN)	102,3	231,4	282,2	560,1
$V_{Rd\ min.}$ (kN	251,6		503,3	
$_{Rd\ máx.}$ (kN	272,6		545,2	
V_{Rd} (kN)	272,6	272,6	545,2	545,2

Alinham.	A		G	
Zona sísm.	A (2 pisos)	D (4 pisos)	A (2 pisos)	D (4 pisos)
Tipo A. S.	1			
V_{sd} (kN)	68,5	48,3	375,8	264,9
V_{Rd} (kN)	272,6	272,6	545,2	545,2

Alinhamentos	1	
N° pisos	2	4
γ_M	1,7	
Área (m^2)	1275,52	
f_{vk0} (kN)	300	
$0,065f_b$	325,0	
N_{sd} (kN)	356,3	632,4
$V_{Rd\ min.}$ (kN)	225091,9	
$V_{Rd\ máx.}$ (kN)	243849,6	
V_{Rd} (kN)	243849,6	243849,6

Alinhamentos	1	
Zona sísmica	A (2 pisos)	D (4 pisos)
Tipo A. S.	1	
V_{sd} (kN)	234,5	165,3
V_{Rd} (kN)	243849,6	243849,6

b) Compressão e tracção

A verificação é feita apenas para a combinação de acções de base sismo para as paredes em situação mais desfavorável.

Paredes X9 e X10

Zona A								
Comprim. (m)	Forças							
	Sísmicas		N_{Sd}		Força F (kN)	Tracção T (kN/m)	Totais (kN/m)	
	Pisos (kN)	Altura (m)	(kN)	(kN/m)			Tracção	Compres.
7,40	88,3	5,90	89,1	12,0	166,2	89,8	52,7	127,0
	99,6	3,00	275,1	37,2				
	Resultante							
	187,9	4,36						

Zona D								
Comprim. (m)	Forças							
	Sísmicas		N_{Sd}		Força F (kN)	Tracção T (kN/m)	Totais (kN/m)	
	Pisos (kN)	Altura (m)	(kN)	(kN/m)			Tracção	Compres.
7,40	30,4	11,70	89,1	12,0	213,8	115,6	28,1	203,0
	50,7	8,80	275,1	37,2				
	34,0	5,90	461,1	62,3				
	17,3	3,00	647,1	87,5				
	Resultante							
	132,4	7,96						

Alinhamento A

Zona A								
Comprim. (m)	Forças							
	Sísmicas		N_{sd}		Força F (kN)	Tracção T (kN/m)	Totais (kN/m)	
	Pisos (kN)	Altura (m)	(kN)	(kN/m)			Tracção	Compres.
13,70	110,2	5,90	85,8	6,3	112,0	32,7	6,9	58,5
	124,3	3,00	353,7	25,8				
	Resultante							
	234,5	4,36						

Zona D								
Comprim. (m)	Forças							
	Sísmicas		N_{sd}		Força F (kN)	Tracção T (kN/m)	Totais (kN/m)	
	Pisos (kN)	Altura (m)	(kN)	(kN/m)			Tracção	Compres.
13,70	37,9	11,70	85,8	6,3	144,1	42,1	-3,3	87,4
	63,3	8,80	353,7	25,8				
	42,4	5,90	621,6	45,4				
	21,6	3,00	889,5	64,9				
	Resultante							
	165,3	7,96						

Cálculo da resistência à compressão

f_k = 4,03 N/mm^2, considerando unidades do grupo 2a e argamassa M10.

ρ_2	h (m)	h_{ef} (m)
0,75	2,68	2,01

h_{ef} (m)	t_{ef} (m)	Φ
2,01	0,23	0,766

Paredes	t_{ef} (m)	Comp. (m)	Φ	f_k (KN)	A (m^2)	γ_M	N_{Rd} (KN)
X9 e X10	0,23	7,30	0,766		1,6790		2071,1
Alinhamento 1	0,23	13,70	0,766	4026	3,1510	2,5	3886,9

Verificação à tracção e à compressão								
Paredes	Zona	Tracção				Compressão		
		T_{Sd} (kN/m)	T_{Sd} (kN)	T_{Rd} (kN)	Armadura	N_{Sd} (kN/m)	N_{Sd} (kN)	N_{Rd} (kN)
X9 e X10	A	52,7	44,0	0,0	Mínima	127,0	168,9	2071,1
	D	28,1	6,2	0,0	Mínima	203,0	390,8	
Alinham. 1	A	6,9	4,9	0,0	Mínima	58,5	284,0	3886,9
	D	-3,3	0,0	0,0	Mínima	87,4	499,1	

c) Compressão

A combinação de acções mais severa em relação à compressão é a combinação de acções de base sobrecarga.

Parede	t_{ef} (m)	Comp. (m)	Φ	f_k (KN)	A (m^2)	γ_M	N_{Rd} (KN)	N_{Sd} (KN)
X10	0,23	1,55	0,766		0,3565		439,8	263,7
Y4	0,23	1,80	0,766	4026	0,4140	2,5	510,7	354,8
X9	0,23	4,58	0,766		1,0534		1299,4	1058,1
Y3	0,23	9,45	0,766		2,1735		2681,1	1751,2

d) Flexão lateral

Considerou-se a combinação de acções de base vento a mais desfavorável em relação à flexão lateral.

Atendendo a que o EC6 não apresenta dados suficientes para a aplicação das expressões apresentadas, fez-se uma análise sumária, com recurso a valores indicados pela BS5628 [38] que evidenciou que esta verificação não é condicionante.

3.3.3.2 Estado limite de utilização

Verificação dos deslocamentos nos alinhamentos extremos

Zona	Alinhamen.	Cob./piso	d_e (mm)	qd	γ_I	d_s (mm)
A	A	Cobertura	0,56	2,0	1,0	1,12
		Piso	1,03			2,06
	G	Cobertura	0,41			0,83
		Piso	0,16			0,32
	1	Cobertura	0,54			1,08
		Piso	0,17			0,33
D	A	Cobertura	1,31			2,62
		3° piso	0,95			1,91
		2° piso	0,21			0,41
		1° piso	0,02			0,04
	G	Cobertura	0,65			1,29
		3° piso	0,54			1,08
		2° piso	0,15			0,31
		1° piso	0,03			0,05
	1	Cobertura	1,03			2,06
		3° piso	0,80			1,60
		2° piso	0,20			0,40
		1° piso	0,03			0,05

Zona	Alinhamen.	Cob./piso	ds (mm)	h (m)	υ	dr/υ	0,002h
A	A	Cobertura	1,12	2,90	2,0	-0,0005	0,0058
		Piso	2,06				
	G	Cobertura	0,83			0,0003	
		Piso	0,32				
	1	Cobertura	1,08			0,0004	
		Piso	0,33				
D	A	Cobertura	2,62			0,0004	
		3° piso	1,91				
		2° piso	0,41			0,0007	
		1° piso	0,04			0,0002	
	G	Cobertura	1,29				
		3° piso	1,08			0,0006	
		2° piso	0,31			0,0004	
		1° piso	0,05			0,0001	
	1	Cobertura	2,06				
		3° piso	1,60			0,0002	
		2° piso	0,40			0,0006	
		1° piso	0,05			0,0002	

Como dr/υ < 0,002h está satisfeita a verificação ao estado limite de utilização.

BIBLIOTECA F.E. PORTO