

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL

**"O DIMENSIONAMENTO DE EDIFICAÇÕES DE PEQUENO PORTE DE
ALVENARIA ESTRUTURAL COM AS NORMAS BRITÂNICA, DA COMUNIDADE
EUROPÉIA E BRASILEIRA"**

RODRIGO ANTONIO DE SOUZA

SÃO CARLOS

2009

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS
CENTRO DE CIÊNCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CONSTRUÇÃO CIVIL

**“O DIMENSIONAMENTO DE EDIFICAÇÕES DE PEQUENO PORTE DE
ALVENARIA ESTRUTURAL COM AS NORMAS BRITÂNICA, DA COMUNIDADE
EUROPÉIA E BRASILEIRA”**

RODRIGO ANTONIO DE SOUZA

Dissertação apresentada ao Programa de Pós Graduação em Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Construção Civil.

Área de Concentração: Sistemas Construtivos de Edificações

Orientador: Prof. Dr. Sydney Furlan Junior

São Carlos

2009

**Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da
Biblioteca Comunitária da UFSCar**

S729de

Souza, Rodrigo Antonio de.

O dimensionamento de edificações de pequeno porte de alvenaria estrutural com as normas britânica, da comunidade europeia e brasileira / Rodrigo Antonio de Souza. -- São Carlos : UFSCar, 2009.
143 f.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São Carlos, 2009.

1. Alvenaria. 2. Normas técnicas. 3. Compressão simples. 4. Dimensionamento. I. Título.

CDD: 693.1 (20ª)

	<p align="center">UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS Centro de Ciências Exatas e de Tecnologia Departamento de Engenharia Civil Programa de Pós-Graduação em Construção Civil</p> <p>Via Washington Luís, Km 235 - CEP: 13.565-905 - São Carlos/SP/Brasil Fone: (16) 3351-8262 - Ramal: 232 - Fax (16) 3351-8259 Site: www.ppgciv.ufscar.br Email: ppgciv@power.ufscar.br</p>
---	--

ATA DE DEFESA DE DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

No dia vinte e oito de maio de dois mil e nove, realizou-se a Defesa da Dissertação de Mestrado de **RODRIGO ANTONIO DE SOUZA**, aluno regularmente matriculado no Programa de Pós-Graduação em Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos/UFSCar. **Título:** ** "O DIMENSIONAMENTO DE EDIFICAÇÕES DE PEQUENO PORTE DE ALVENARIA ESTRUTURAL COM AS NORMAS BRITÂNICA E DA COMUNIDADE EUROPÉIA"*. Com base no conteúdo do material apresentado e no desempenho do aluno durante a defesa, os integrantes da Banca Examinadora atribuíram ao candidato os seguintes conceitos:

Prof. Dr. Sydney Furlan Júnior (orientador)

Deptº de Engenharia Civil/PPGCIV/UFSCar

Conceito: A

Sydney Furlan Jr

Prof. Dr. Alex Sander Clemente de Souza

Deptº de Engenharia de Produção/PPGEP/UFSCar

Conceito: B

Alex Sander C. de Souza

Prof. Dr. Flávio Barboza de Lima

Universidade Federal de Alagoas

Conceito : B

Flávio Barboza de Lima

De acordo com o § 1º do artigo 34º do Regimento Interno do PPGCIV, a Banca Examinadora considera o candidato:

Aprovado

Reprovado

** O Dimensionamento de Edificações de Pequeno Porte de alvenaria Estrutural com as normas Britânica, da Comunidade Européia e Brasileira*

*Aos meus pais Juarez e Mafalda,
à minha noiva Erica,
ao meu irmão e aos amigos
que têm me acompanhado nessa trajetória de vida.*

Agradecimentos:

À Deus, por iluminar nossas vidas e por estar ao lado nos desafios e vitórias que alcançamos.

Ao Programa de Pós-Graduação da UFScar pela oportunidade.

Ao orientador Prof. Dr. Sydney Furlan Júnior, pela amizade, paciência e competência na orientação.

Aos professores e colegas do curso por tornarem essa experiência desafiadora muito agradável e proveitosa.

À minha noiva e familiares, pelo carinho, e pelo apoio e colaboração na realização desse trabalho e superação das dificuldades.

Aos companheiros do fabuloso átomo, pela alegria e presença na minha vida.

Ao Leandro Takata, um amigo leal e sempre disposto a ajudar.

Aos companheiros de trabalho pelo apoio na realização dessa dissertação.

SUMÁRIO

LISTA DE TABELAS	iii
LISTA DE FIGURAS	v
LISTA DE SÍMBOLOS.....	vii
RESUMO.....	ix
ABSTRACT	x
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 BREVE HISTÓRICO.....	3
1.2 JUSTIFICATIVAS.....	5
1.3 OBJETIVO	8
1.4 METODOLOGIA	8
2. SOBRE A ALVENARIA ESTRUTURAL	10
2.1 UNIDADES DE ALVENARIA	10
2.2 ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO	12
2.3 GRAUTE	14
2.4 PRISMA	16
3. ESTUDO DAS NORMAS	22
3.1. MÉTODOS CLÁSSICOS OU DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS.....	22
3.2 MÉTODOS DOS ESTADOS LIMITES.....	23
3.3 DISTRIBUIÇÃO DOS CARREGAMENTOS	24
3.3.1 PAREDES ISOLADAS	25
3.3.2 GRUPOS ISOLADOS DE PAREDES	25
3.4 DIMENSIONAMENTO PELA NBR 10837:1989	26
3.5 DIMENSIONAMENTO PELA BS 5628:1992	29
3.6 DIMENSIONAMENTO PELO EUROCODE 6:1996.....	37
3.7 VERIFICAÇÃO DAS CARGAS VERTICAIS CONCENTRADAS	48
3.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE OS DIMENSIONAMENTOS	51
4. DIMENSIONAMENTO DO EXEMPLO 1.....	53
4.1 CARACTERÍSTICAS DO EXEMPLO 1	53
4.2 CARREGAMENTOS	61
4.2.1 LAJES.....	61
4.2.2 ESCADA	61
4.2.3 VIGAS.....	62
4.2.4 CAIXA D'ÁGUA	63

4.2.5 VERGAS	63
4.2.6 PAREDES	64
4.2.7 DIMENSIONAMENTO	65
4.2.8 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NBR10837:1989	71
4.2.9 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A BS 5628:1992.	73
4.2.10 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO O EUROCODE 6:1996.....	80
4.2.11 RESULTADOS E ANÁLISE DO EXEMPLO 1	89
4.2.11.1 BLOCOS DE 14.....	89
4.2.11.2 BLOCOS DE 11,5.....	101
5. DIMENSIONAMENTO DO EXEMPLO 2.....	112
5.1 EXEMPLO 2.....	112
5.1.1 DIMENSIONAMENTOS COM BLOCOS DE 14 CM DE ESPESSURA	112
5.1.2 DIMENSIONAMENTOS COM BLOCOS DE 11,5 CM DE ESPESSURA	124
6. SÍNTESE DAS ANÁLISES DOS RESULTADOS	133
6.1. DISTRIBUIÇÃO DOS CARREGAMENTOS	133
6.2. ANÁLISE DOS PARÂMETROS GEOMÉTRICOS.....	134
6.3. CONSIDERAÇÃO DE EXCENTRICIDADES	135
6.4. DETERMINAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS	136
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	137
8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	140

LISTA DE TABELAS

Tabela 2. 1 Fatores de eficiência segundo alguns autores.	12
Tabela 3. 1 Fator de espessura efetiva (K_{enn}). (NBR 10837:1989).....	28
Tabela 3. 2 Valores de γ_f . (BS 5628:1992 adaptado de NOBOA, 2007).....	30
Tabela 3. 3 Valores de γ_m . (BS 5628:1992)	31
Tabela 3. 4 Valores de β . (BS 5628:1992)	32
Tabela 3. 5 Resistência à compressão da alvenaria, f_k (MPa), para tijolos cerâmico. (BS 5628:1992)	36
Tabela 3. 6 Resistência à compressão da alvenaria, f_k (MPa), para blocos vazados. (BS 5628:1992)	37
Tabela 3. 7 Resistência à compressão da alvenaria, f_k (MPa), para blocos vazados. (BS 5628:1992)	37
Tabela 3. 8 Resistência à compressão da alvenaria, f_k (MPa), para blocos sólidos de concreto. (BS 5628:1992)	37
Tabela 3. 9 Requisitos de resistência da argamassa. (BS 5628:1992)	37
Tabela 3. 10 Valores de γ_f . (EC-0 adaptado de NOBOA, 2007)	38
Tabela 3. 11 Valores de γ_m . (EC 6:1996)	39
Tabela 3. 12 Valores de Φ_m . (EC 6:1996)	41
Tabela 3. 13 Valores de δ	46
Tabela 3. 14 Valores de K . (EC 6:1996).....	47
Tabela 3. 15 Valores de Φ_m . (EC 6:1996)	48
Tabela 3. 16 Tensão admissível na área A_b . (NBR 10837:1989 adaptado de NOBOA, 2007)	49
Tabela 3. 17 Verificação da tensão na área A_b . (BS 5628:1992 adaptado de NOBOA, 2007)	50
Tabela 4. 1 Composição do Carregamento das lajes e escada.	62
Tabela 4. 2 Composição do carregamento das vigas para paredes de bloco de concreto. ...	63
Tabela 4. 3 Composição dos grupos de paredes.	66
Tabela 4. 4 Definição dos carregamentos das paredes do pavimento superior.....	66
Tabela 4. 5 Definição dos carregamentos das paredes do pavimento térreo.	67
Tabela 4. 6 Dimensionamento da resistência de alvenaria pela BS 5628:1992 para a parede PAR 31.	75
Tabela 4. 7 Dimensionamento da resistência de alvenaria pela BS 5628:1992 para a parede PAR 34.	77
Tabela 4. 8 Dimensionamento da resistência de alvenaria pela BS 5628:1992 para a parede PAR 40.	78
Tabela 4. 9 Dimensionamento da resistência de alvenaria pela BS 5628 para a parede PAR 42.	78
Tabela 4. 10 Dimensionamento da resistência de alvenaria pelo Eurocode 6 para a parede PAR 31.	83
Tabela 4. 11 Dimensionamento da resistência de alvenaria pelo Eurocode 6 para a parede PAR 34.	84
Tabela 4. 12 Dimensionamento da resistência de alvenaria pelo Eurocode 6 para a parede PAR 40.	86
Tabela 4. 13 Dimensionamento da resistência de alvenaria pelo Eurocode 6 para a parede PAR 40.	88
Tabela 4. 14 Tensão resistente de prisma e alvenaria.	91
Tabela 4. 15 Dimensionamento de resistência dos blocos.	91
Tabela 4. 16 Solução proposta para o exemplo 1, parede isolada.	97
Tabela 4. 17 Solução proposta para o exemplo 1, grupo isolado.	97
Tabela 4. 18 Tensão solicitante das paredes.	99
Tabela 4. 19 Tensão resistente de prisma e alvenaria.	100

Tabela 4. 20 Resistência característica dos blocos.....	100
Tabela 4. 21 Tensão resistente de prisma e alvenaria.....	104
Tabela 4. 22 Dimensionamento de resistência dos blocos.....	104
Tabela 4. 23 Solução proposta para o exemplo 1, bloco de 11,5 cm de espessura, parede isolada.....	107
Tabela 4. 24 Solução proposta para o exemplo 1, bloco de 11,5 cm de espessura, grupo isolado.....	107
Tabela 5. 1 Definição dos grupos de paredes.....	117
Tabela 5. 2 Composição de carregamento para paredes de bloco de concreto, pavimento superior.....	117
Tabela 5. 3 Composição de carregamento para paredes de bloco de concreto, pavimento térreo.....	118
Tabela 5. 4 Tensão resistente de prisma e alvenaria.....	120
Tabela 5. 5 Dimensionamento de resistência dos blocos.....	120
Tabela 5. 6 Solução proposta para o exemplo 2, parede isolada.....	123
Tabela 5. 7 Solução proposta para o exemplo 2, grupo isolado.....	123
Tabela 5. 8 Tensão resistente de prisma e alvenaria.....	126
Tabela 5. 9 Dimensionamento de resistência dos blocos.....	126
Tabela 5. 10 Solução proposta para o exemplo 2, parede isolada.....	129
Tabela 5. 11 Solução proposta para o exemplo 2, grupo isolado.....	130
Tabela 6. 1 Comparação dos coeficientes de redução da resistência.....	135

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. 1 Edifício Monadnock em Chicago. (SILVA, 2003).....	4
Figura 1. 2 Espessura de blocos de concreto de edificações de alvenaria estrutural.....	7
Figura 1. 3 Residências de um condomínio fechado da cidade de São Carlos.....	7
Figura 2. 1 Prisma confinado pelos pratos de uma prensa. (CARVALHO, 2003).....	18
Figura 2. 2 Assentamento de argamassa em toda superfície do bloco. (CARVALHO, 2003)	19
Figura 2. 3 Assentamento de argamassa nas faces externa longitudinal. (CARVALHO, 2003)	20
Figura 2. 4 Ensaio de prisma com mais de 2 fiadas. (SANTOS, 2001).....	20
Figura 3.1 Seção transversal de parede com enrijecedor. (NBR 10837:1989).....	28
Figura 3.2 Travamento do topo de pilar. (ATAÍDE, 2005).....	29
Figura 3.3 Determinação da excentricidade de cálculo. (BS 5628:1992).....	33
Figura 3.4 Carregamento no topo da parede. (NOBOA, 2007).....	34
Figura 3.5 Comprimento mínimo da parede de travamento com aberturas. (EC 6:1996).....	45
Figura 3.6 Considerações para cargas concentradas. (adaptado do EC 6:1996).....	49
Figura 4. 1 Planta Pavimento Térreo.	55
Figura 4. 2 Planta Pavimento Superior.	56
Figura 4. 3 Separação das paredes em grupos isolados, Pavimento Superior.	57
Figura 4. 4 Separação das paredes em grupos isolados, Pavimento Térreo.	58
Figura 4. 5 Especificação da região de apoio das lajes, Pavimento Superior.....	59
Figura 4. 6 Especificação da região de apoio das lajes, Pavimento Térreo.....	60
Figura 4. 7 Distribuição do carregamento da parede PAR N1.....	64
Figura 4. 8 Valores dos carregamentos das paredes considerando blocos de concreto e cerâmico.....	69
Figura 4. 9 Comparação entre a distribuição dos carregamentos em paredes isoladas e em grupos.	69
Figura 4. 10 Resistência de prisma (NBR) e alvenaria (BS e EC) para paredes isoladas. ...	90
Figura 4. 11 Resistência de prisma (NBR) e alvenaria (BS e EC) para grupos isolados de paredes.....	91
Figura 4. 12 Valores de resistência do dimensionamento com bloco de concreto.....	92
Figura 4. 13 Valores de resistência do dimensionamento com bloco cerâmico.....	92
Figura 4. 14 Relação entre as resistências de alvenaria e de bloco (bloco de concreto).....	94
Figura 4. 15 Relação entre as resistências de alvenaria e de bloco (bloco cerâmico).....	94
Figura 4. 16 Valores de resistências de bloco usando fatores de eficiência empíricos. (blocos de concreto).....	95
Figura 4. 17 Valores de resistências de bloco usando fatores de eficiência empíricos. (blocos cerâmicos).....	96
Figura 4. 18 Alteração da arquitetura.....	99
Figura 4. 19 Valores dos carregamentos das paredes considerando blocos de concreto e cerâmico.....	102
Figura 4. 20 Comparação entre a distribuição dos carregamentos em paredes isoladas e em grupos.	102
Figura 4. 21 Resistência de prisma (NBR) e alvenaria (BS e EC) para paredes isoladas. .	103
Figura 4. 22 Resistência de prisma (NBR) e alvenaria (BS e EC) para grupos isolados de paredes.....	103

Figura 4. 23 Valores de resistência do dimensionamento com bloco de concreto.....	104
Figura 4. 24 Valores de resistência do dimensionamento com bloco cerâmico.....	105
Figura 4. 25 Relação entre as resistências de alvenaria e de bloco (bloco de concreto)....	105
Figura 4. 26 Relação entre as resistências de alvenaria e de bloco (bloco cerâmico).....	105
Figura 4. 27 Valores de resistências de bloco usando fatores de eficiência empíricos. (blocos de concreto).....	106
Figura 4. 28 Valores de resistências de bloco usando fatores de eficiência empíricos. (blocos cerâmicos)	106
Figura 4. 29 Variação das resistências (prisma e alvenaria) conforme a espessura do bloco para paredes isoladas.....	110
Figura 4. 30 Variação das resistências (prisma e alvenaria) conforme a espessura do bloco para grupos de paredes.....	111
Figura 5. 1 Planta do pavimento térreo.	113
Figura 5. 2 Planta do pavimento superior.....	114
Figura 5. 3 Pavimento térreo: definição dos elementos estruturais.	116
Figura 5. 4 Pavimento superior: definição dos elementos estruturais.....	115
Figura 5. 5 Comparação entre a distribuição dos carregamentos em paredes isoladas e em grupos.	118
Figura 5. 6 Resistência de prisma (NBR) e alvenaria (BS e EC) para paredes isoladas. ...	119
Figura 5. 7 Resistência de prisma (NBR) e alvenaria (BS e EC) para grupos isolados de paredes.....	119
Figura 5. 8 Valores de resistência do dimensionamento com bloco de concreto.....	120
Figura 5. 9 Valores de resistência do dimensionamento com bloco cerâmico.....	121
Figura 5. 10 Relação entre as resistências de alvenaria e de bloco (bloco de concreto)....	121
Figura 5. 11 Relação entre as resistências de alvenaria e de bloco (bloco cerâmico).....	121
Figura 5. 12 Valores de resistências de bloco usando fatores de eficiência empíricos. (blocos de concreto).....	122
Figura 5. 13 Valores de resistências de bloco usando fatores de eficiência empíricos. (blocos cerâmicos)	122
Figura 5. 14 Comparação entre a distribuição dos carregamentos em paredes isoladas e em grupos.	125
Figura 5. 15 Resistência de prisma (NBR) e alvenaria (BS e EC) para paredes isoladas. .	125
Figura 5. 16 Resistência de prisma (NBR) e alvenaria (BS e EC) para grupos isolados de paredes.....	125
Figura 5. 17 Valores de resistência o dimensionamento com bloco de concreto.....	127
Figura 5. 18 Valores de resistência o dimensionamento com bloco cerâmico.....	127
Figura 5. 19 Relação entre as resistências de alvenaria e de bloco (bloco de concreto)....	127
Figura 5. 20 Relação entre as resistências de alvenaria e de bloco (bloco cerâmico).....	128
Figura 5. 21 Valores de resistências de bloco usando fatores de eficiência empíricos. (blocos de concreto).....	129
Figura 5. 22 Valores de resistências de bloco usando fatores de eficiência empíricos. (blocos cerâmicos)	129
Figura 5. 23 Variação das resistências (prisma e alvenaria) conforme a espessura do bloco para paredes isoladas.....	131
Figura 5. 24 Variação das resistências (prisma e alvenaria) conforme a espessura do bloco para grupos isolados.....	132

LISTA DE SÍMBOLOS

A	área transversal do elemento
A_b	área de contato da área de aplicação da carga
A_{ef}	área efetiva da parede
b	comprimento do ponto de apoio da carga concentrada
b'	distância entre a extremidade da parede à face da área de contato da carga
C_1	carregamento aplicado no centro da parede, proveniente de pavimentos superiores
C_2	carregamento excêntrico, proveniente de lajes em um dos lados da alvenaria
C_3	carregamento excêntrico, proveniente de lajes em um dos lados da alvenaria
e_a	excentricidade acidental
e_b	excentricidade da base da alvenaria
e_{hb}	excentricidade devido à ação do vento na base da alvenaria
e_{hi}	excentricidade devido à ação do vento nas extremidades da alvenaria
e_{hm}	excentricidade devido à ação do vento no meio da alvenaria
e_{ht}	excentricidade devido à ação do vento no topo da alvenaria
e_b	excentricidade na base da alvenaria
e_i	excentricidade nas extremidades da alvenaria
e_m	excentricidade no meio da alvenaria
e_t	excentricidade no topo da alvenaria
e_k	efeito da fluência do material
e_m	excentricidade da região central da alvenaria
e_{mk}	excentricidade da região central da parede com efeito da fluência do material
e_x	excentricidade do carregamento do topo da alvenaria
e_t	excentricidade do topo da alvenaria
$\bar{f}_{alv,c}$	tensão admissível de resistência à compressão da alvenaria
f_b	resistência à compressão de bloco (normalizado ou não)
f_{bk}	resistência característica à compressão do bloco
f_k	resistência característica à compressão de alvenaria
f_k^{\wedge}	resistência característica à compressão de alvenaria reduzida
$f_{k,d}$	resistência de cálculo da alvenaria
f_m	resistência à compressão da argamassa
f_p	resistência média à compressão de prisma
f_{pa}	resistência média para parede
f_s	tensão solicitante
h	altura da parede ou do pilar
h_{ef}	altura efetiva da parede ou do pilar
K	constante referente ao tipo de unidade e à espessura de argamassa
K_{enr}	fator de espessura efetiva
L	comprimento da parede
l_{ef}	comprimento efetivo na altura média da parede

l_{enr}	espaçamento do enrijecedor de centro a centro.
M_{bd}	momento de cálculo da base da alvenaria
M_{id}	momento de cálculo das extremidades da alvenaria
M_{md}	momento de cálculo do meio da alvenaria
M_{td}	momento de cálculo do topo da alvenaria
N_{bd}	solicitação normal de cálculo da base da alvenaria
N_{id}	solicitação normal de cálculo das extremidades da alvenaria
N_{md}	solicitação normal de cálculo do meio da alvenaria
N_{td}	solicitação normal de cálculo do topo da alvenaria
$N_{sd,c}$	carga concentrada de cálculo
Q_k	valor característico ou nominal da ação.
R	valor da resistência admissível
R_k	valor característico ou nominal da resistência;
S	solicitação máxima
t	espessura
t_{ef}	espessura efetiva
t_{enr}	espessura do enrijecedor
t_{pa}	espessura da parede
x'	largura do ponto do apoio da carga concentrada
$x.h$	altura de espraiamento da carga concentrada
β	coeficiente de minoração da resistência devido às excentricidades
β_c	coeficiente de majoração da carga concentrada
η	fator de eficiência das resistências de prisma, alvenaria e bloco
γ_f	coeficiente de majoração das ações
γ_i	coeficiente de segurança interno
γ_m	coeficiente de minoração da resistência dos materiais
γ_R	coeficiente de ponderação das ações;
δ	fator de conversão devido à dimensões geométricas do bloco
ϕ	coeficiente de redução da resistência
Φ_b	coeficiente de minoração da resistência devido às excentricidades na base da alvenaria
Φ_i	coeficiente de minoração da resistência devido às excentricidades nas extremidades
Φ_m	coeficiente de minoração da resistência devido às excentricidades no meio da alvenaria
Φ_t	coeficiente de minoração da resistência devido às excentricidades no topo da alvenaria
ϕ_∞	coeficiente de fluência do material
λ	esbeltez dos elementos
ρ_n	fator de redução da altura da alvenaria
σ_S	tensão solicitante característica
σ_{adm}	tensão resistente admissível
σ_{Sd}	tensão solicitante de cálculo
σ_{Rd}	tensão resistente de cálculo
φ	ângulo de espraiamento na parede da carga concentrada

RESUMO

A utilização da alvenaria estrutural como sistema construtivo tem se firmado cada vez mais como alternativa econômica nas edificações de pequeno porte, principalmente em construções residenciais de médio padrão, extrapolando sua vocação inicial em obras de habitação social. Além do tradicional bloco de concreto prescrito pela norma brasileira de alvenaria estrutural, encontram-se no mercado blocos estruturais de materiais e dimensões variadas.

Neste trabalho apresenta-se o dimensionamento de duas edificações de pequeno porte em alvenaria estrutural (sobrados com área inferior a 200 m²) segundo a norma brasileira (NBR 10837:1989), a norma Britânica (BS 5628:1992) e a norma da Comunidade Européia (EC 6:1996), comparando-se os resultados obtidos e analisando-se o efeito de alguns parâmetros importantes intervenientes no cálculo, entre eles o projeto arquitetônico (especialmente as aberturas), os apoios das lajes, os tipos de bloco e a forma de distribuição dos carregamentos entre as paredes.

Relativamente aos blocos, utilizam-se componentes estruturais de espessura de 14 cm (mínimo previsto na norma brasileira de alvenaria estrutural) e de espessura de 11,5 cm. Este último, apesar de recentemente ter sido incorporado como uma nova categoria de bloco estrutural (NBR 6136:1980), ainda não é contemplado pela norma de cálculo da alvenaria, embora seja permitido nas normas internacionais citadas. O cálculo considera especialmente a solicitação de compressão simples em alvenaria não-armada, situação típica de edificações de altura reduzida, e contempla com detalhes a influência da excentricidade do carregamento, conforme formulação das normas internacionais (tema que a norma brasileira trata de forma muito simplificada).

As normas internacionais utilizadas nesse trabalho foram selecionadas pela importância que possuem na comunidade européia e por serem utilizadas por projetistas no Brasil quando se usam blocos cerâmicos ou outro material diferente do concreto. Outra diferença importante entre as normas internacionais e a brasileira é o método de cálculo (método dos estados limites, de concepção mais moderna, e método das tensões admissíveis, respectivamente).

Palavras chave: alvenaria estrutural, normas, compressão simples, dimensionamento.

ABSTRACT

The use of the structural masonry as constructive system has increasingly firmed as economic alternative on the small constructions, mainly in residential constructions of average standard, surpassing its initial vocation in workmanships of social habitation. Besides the traditional concrete block prescribed for the Brazilian structural masonry code, structural blocks of materials and varied dimensions are found in the market.

It is presented in this paper the sizing of two small constructions in structural masonry (loft constructions with area less than 200 m²) according to Brazilian (NBR 10837:1989), British (BS 5628:1992) and European Community (EC 6:1996) rules, comparing the results gotten and analyzing the effect of some intervening important parameters in the calculation, such as the architectural project (especially the openings), the supports of the flagstone, the types of block and the kind of shipments distribution on the walls.

Relatively to the blocks, structural components of thickness of 14 cm (minimum foreseen in the Brazilian structural masonry code) and of thickness of 11,5 cm are used. Despite this last one has been recently incorporated as a new category of structural block (NBR 6136:1980), it is not contemplated by the code of calculation of the masonry yet, although it is allowed in the mentioned international codes. The calculation especially considers the request of simple compression in not armed masonry, typical situation of constructions of reduced height, and contemplates in details the influence of the eccentricity of the shipment, as formularization of the international codes (subject that the Brazilian code deals with in a very simple way).

The international codes used in this paper had been selected by the importance that they possess in the European Community and for being used for designers in Brazil when ceramic blocks or another different material of the concrete are used. Another important difference between the international codes and the Brazilian code is the calculation method (method of the states limits, of more modern conception, and method of the permissible tensions, respectively).

Key's word: structural masonry, codes, simple compression, sizing.

1. INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas, visando suprir o déficit de moradia, foram construídos vários conjuntos habitacionais populares financiados com recursos públicos. Neste contexto, a alvenaria estrutural não-armada foi um sistema construtivo que se adaptou muito bem à realidade brasileira: é racionalizado, provedor de velocidade, economia e bom desempenho das edificações. A característica marcante desse sistema são as paredes como estrutura da edificação, além de suas funções de subdivisão do espaço, isolamento térmico e acústico, proteção ao fogo e adequação às condições climáticas.

Conforme RAMALHO e CORRÊA (2003), a utilização da alvenaria estrutural para os edifícios residenciais origina-se da concepção de transformar a alvenaria, originalmente com função exclusiva de vedação, na própria estrutura. Dessa forma, pode-se evitar a necessidade dos pilares e vigas que dão suporte a uma estrutura convencional de concreto armado. Ao utilizar a alvenaria com função dupla de vedação e suporte para a edificação ganha-se em economia. Contudo, a alvenaria, nesse caso, precisa ter sua resistência perfeitamente controlada, de forma a garantir a segurança da edificação. Essa necessidade demanda a utilização de materiais mais caros e também uma execução mais cuidadosa, o que evidentemente aumenta o seu custo de produção em relação à alvenaria de vedação.

Segundo os mesmos autores, mesmo com o acréscimo de custo para a produção da alvenaria estrutural ainda se verifica uma economia com a retirada dos pilares e vigas. Para maior clareza, apresentam-se a seguir as três características mais importantes que devem ser consideradas para se decidir pelo sistema construtivo mais adequado:

a) Altura da edificação: nesse caso, considerando-se os parâmetros atuais no Brasil, pode-se afirmar que a alvenaria estrutural é adequada a edifícios de, no máximo, 15 ou 16 pavimentos.

b) Arranjo arquitetônico: para arranjos arquitetônicos que fujam dos padrões usuais, a situação é variável, podendo ser um pouco melhor, ou bem pior. Nesse caso é importante se considerar a densidade de paredes estruturais por metro quadrado de pavimento. Um valor sugerido em RAMALHO e CORRÊA (2003) está entre 0,5 a 0,7 m de paredes estruturais por m² de pavimento.

c) Tipo de uso: para edifícios comerciais ou residenciais de alto padrão, onde seja necessária a utilização de vãos grandes, esse sistema construtivo normalmente não é adequado. A alvenaria estrutural é muito mais adequada a edifícios residenciais de padrão médio ou baixo, onde os ambientes, e também os vãos, são relativamente pequenos.

Conforme RAMALHO e CORRÊA (2003), o principal conceito ligado à utilização da alvenaria estrutural é a transmissão de ações através de tensões de compressão. É evidente que se pode admitir a existência de tensões de tração em determinadas regiões. Entretanto, essas tensões devem preferencialmente se restringir a pontos específicos da estrutura, além de não apresentarem valores muito elevados. Em caso contrário, se as trações ocorrerem de forma generalizada ou seus valores forem muito elevados, a estrutura pode até ser tecnicamente viável, mas dificilmente será economicamente adequada.

Devido ao comportamento estrutural dos sistemas construtivos em alvenaria, seus principais componentes, responsáveis pela definição das características resistentes da estrutura, são as unidades (blocos ou tijolos). Quanto ao material componente, as unidades utilizadas no Brasil para edificações de alvenaria estrutural são, em ordem decrescente de utilização: unidades de concreto, unidades cerâmicas e unidades sílico-calcáreas (RAMALHO e CORRÊA, 2003).

Todavia, atualmente no Brasil há somente normalização para o dimensionamento com blocos de concreto, ficando a cargo do profissional habilitado buscar, em normalizações estrangeiras, respaldo para projeto e execução de edificações com a utilização de blocos de outros materiais, como os blocos cerâmicos. Estes, brevemente serão contemplados com normalização, que está em fase final de elaboração.

O uso de blocos de concreto na alvenaria estrutural em edifícios residenciais de múltiplos pavimentos é economicamente adequado; entretanto, para o uso em edificações de um ou dois pavimentos, talvez estes blocos não proporcionem a economia que os blocos cerâmicos poderiam promover. Além disso, não apresentam o melhor desempenho relativamente ao conforto térmico.

Nesse trabalho o enfoque do estudo são as edificações de pequeno porte, especificamente as edificações de até 2 pavimentos com área inferior a 200 m² (área geralmente verificada no tipo de edificação nesse sistema construtivo), considerando a utilização de blocos estruturais de concreto e cerâmicos, dimensionadas como alvenaria estrutural não-armada. Empregam-se e comparam-se os procedimentos da

norma de dimensionamento brasileira (restrita aos blocos de concreto) e das normas internacionais: inglesa BS 5628:1992¹ e europeia EC 6:1996².

1.1 BREVE HISTÓRICO

Segundo ACCETTI (1998), a alvenaria está entre as mais antigas formas de construção empregadas pelo homem. Desde a antiguidade, esse sistema tem sido largamente utilizado pelo ser humano em suas habitações e na construção de monumentos e templos religiosos. Os blocos de pedras naturais eram os principais materiais utilizados pelas civilizações antigas (egípcios, gregos e romanos na construção de igrejas, fortalezas e pirâmides), sendo utilizados em grande escala até o fim do século XIX: castelos medievais, palácios, igrejas, catedrais e até casas, muitas em uso, ainda hoje pela Europa.

Dessa forma, observam-se grandes obras construídas no decorrer dos séculos utilizando-se a alvenaria. Entretanto, deve-se ressaltar que as construções daquela época eram executadas segundo regras puramente empíricas e intuitivas, baseadas nos conhecimentos adquiridos ao longo dos tempos. Somente no século XX foram desenvolvidas teorias racionais visando o dimensionamento das edificações. De acordo com FRANCO (1987) *apud* SILVA (2003), o primeiro relato do uso racional da alvenaria estrutural realizado com estudos teóricos e experimentais foi publicado na Índia, em 1923, por A. Brebner. Desde então, nota-se o surgimento de um grande número de pesquisas desenvolvidas com o propósito de quantificar o comportamento da alvenaria estrutural.

Entre os séculos XIX e XX, obras de maior porte foram construídas em alvenaria com base em modelos racionais, servindo como exemplo clássico o edifício “Monadnock” (figura 1.1), projetado e construído por D. H. Burnham em Chicago entre 1889 e 1891, com dezesseis pavimentos e 65 metros de altura, sendo uma das principais características desse edifício a espessura das paredes dos primeiros pavimentos, medindo cerca de 1,80 m. Com as técnicas atuais de cálculo, o mesmo edifício teria paredes com espessura muito inferior ao construído.

¹ Nesse trabalho, a norma BS 5628:1992 também é referenciada com o uso da sigla BS.

² Nesse trabalho, a norma EC 6:1996 também é referenciada com o uso da sigla EC.

A partir do início do século XX, com o advento do concreto e do aço, que possibilitaram a construção de estruturas esbeltas e de grande altura, com peças de reduzidas dimensões, a utilização da alvenaria passou a ser tratada com menos importância quanto à técnica de sistema construtivo em relação às construções de concreto armado. Em consequência, as pesquisas e o desenvolvimento da alvenaria se estagnaram e neste período a sua utilização ficou relegada a construções de pequeno porte (SILVA, 2003).

ACCETTI (1998) comenta que na década de 50 a utilização de alvenaria ganhou novo impulso após a realização de uma série de experimentações realizadas na Europa. Com isto, foi possível a criação de novas normas para projeto e execução de obras, fazendo com que as mesmas se tornassem competitivas, quando comparadas às demais técnicas existentes.

Na Inglaterra, em 1948, foi elaborada a primeira norma consistente para o cálculo de alvenaria de tijolos, a qual foi reformulada em 1970 e passou a ser a CP-111 (*“Structural Recommendations for load bearing walls”*), baseada nas tensões admissíveis. Em 1978, foi criada a BS 5628 (*“Structural use for Masonry”*), que substituiu a última versão do CP-111 de 1970, abandonando o conceito de tensões admissíveis e substituindo-o pela filosofia dos estados limites.



Figura 1. 1 Edifício Monadnock em Chicago. (SILVA, 2003)

Em meados da década de 1960, os esforços da construção civil no país direcionaram-se no sentido de buscar uma maior racionalização dos sistemas construtivos, procurando a minimização de custos. Devido às suas vantagens, técnicas e econômicas, a alvenaria estrutural passou a ter novo impulso como sistema construtivo (ROMAN, 1991).

Segundo SABBATINI (1984), a alvenaria estrutural no Brasil foi dimensionada empiricamente no início de sua implantação, pois não havia o desenvolvimento de pesquisas nacionais para as técnicas e materiais aqui utilizados; assim, o uso desse

sistema se deu por analogias. Um exemplo do uso empírico foi a utilização da alvenaria estrutural armada de edifícios de baixa altura, devido à influência americana (que especificava a armadura para fins de ductibilidade em rupturas por abalos sísmicos).

SABBATINI (1984) cita o Estado de São Paulo como pioneiro no uso de alvenaria estrutural no país, sendo construído no ano de 1972 quatro edifícios com doze pavimentos, no conjunto habitacional do “Central Parque da Lapa”, os quais são considerados, por muitos pesquisadores, como um marco nacional em alvenaria estrutural.

As pesquisas nacionais nesta área iniciaram-se no século XX, no final da década de 70, com os primeiros estudos publicados no início da década de 80, época do apogeu da alvenaria estrutural no Brasil devido ao maciço investimento de muitas empresas construtoras nesta tecnologia. No Brasil, a norma nacional foi editada em 1989, a NBR 10837:1989³ (*Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto*), que trata do cálculo da alvenaria estrutural, armada e não-armada, de blocos vazados de concreto.

1.2 JUSTIFICATIVAS

Na construção civil, um setor de destaque é o das edificações; dentro deste, uma parte importante economicamente é constituída pelas edificações de pequeno porte, representadas por edifícios residenciais e comerciais com menos de quatro pavimentos. No mercado da construção civil, a economia e a forte concorrência impulsionam um maior desenvolvimento e a busca por alternativas que sejam mais econômicas e mais práticas de serem executadas, objetivando aumento da produção e lucratividade. Dessa forma, uma dessas alternativas foi a racionalização e aprimoramento do processo de construção das estruturas dos edifícios com a utilização de alvenaria estrutural.

³ Nesse trabalho, a norma NBR10837:1989 também é referenciada com o uso da sigla NBR.

Entretanto, motivos como o tradicionalismo existente no mercado nacional da construção civil e a falta de iniciativa dos próprios profissionais, constituem barreiras para um maior desenvolvimento desse sistema construtivo. Apesar do uso ainda limitado da alvenaria estrutural nas edificações de pequeno porte, sua ocorrência tem sido em contextos interessantes. Muitas dessas edificações são destinadas à classe média, com configurações de médio, e até alto padrão; e devido a isso são construídas em regiões de terrenos mais caros.

A valorização dos terrenos e dos custos da construção induz a um melhor aproveitamento do espaço, cada vez menor. Com isso, muitas empresas e profissionais tem optado pela concepção dessas edificações com blocos de espessuras cada vez menores, extrapolando os limites de esbeltez normalizados.

Assim, nesse trabalho estuda-se também o dimensionamento de edificações de pequeno porte com o uso de blocos de 11,5 cm de espessura, além do tradicional bloco de 14 cm. A comparação dos resultados do dimensionamento com os dois tipos de blocos é necessária para a verificação e avaliação da segurança das estruturas estudadas.

De acordo com SIGNOR (2005), a engenharia nacional convive, há muito tempo, com o problema da desconsideração de normas técnicas por profissionais e empresários ligados à construção civil. Verifica-se na área técnica que diversas são as normas não seguidas, geralmente nas pequenas edificações, por apontarem soluções diferentes daquelas ditadas pela prática comum ou por não contemplarem novas técnicas e materiais. Poucas são as vezes em que se busca o embasamento em normas estrangeiras mais abrangentes neste setor da construção civil.

Na figura 1.2 e figura 1.3 são ilustrados o uso de blocos de 9 cm na cidade de São Carlos, em condomínio horizontal. Embora esta espessura também tenha sido considerada como integrante da nova categoria de bloco estrutural (categoria C – 3,0 MPa), seu uso deve ser restrito à edificação térrea. O que demonstra a importância deste estudo.



Figura 1. 2 Espessura de blocos de concreto de edificações de alvenaria estrutural.



Figura 1. 3 Residências de um condomínio fechado da cidade de São Carlos.

A normalização brasileira atual é bastante restritiva se comparada às normas britânica e da comunidade européia, podendo ser considerada desatualizada. As duas normas estrangeiras refletem a realidade do dimensionamento de alvenaria estrutural em países que tem esse sistema construtivo como tradicional e muito consolidado, redigidas sobre vasta experiência e quantidade de pesquisas locais.

Entretanto, o projeto de revisão da norma brasileira de alvenaria com blocos de concreto e a normalização da alvenaria estrutural com blocos cerâmicos (ambas em fase final de elaboração) buscam essa atualização. Embora elas ainda não contemplem a possibilidade de uso de blocos mais esbeltos, a alteração da norma de blocos estruturais é um primeiro sinal de que isso venha a ocorrer brevemente, de modo a suprir uma lacuna no que se refere às pequenas edificações.

Como o uso de blocos mais esbeltos tem crescido rapidamente no cenário brasileiro, a comparação entre os tipos de blocos e dimensionamentos propostos neste trabalho é importante. O estudo se restringe ao uso de unidades de concreto e de cerâmica, de 11,5 e 14 cm de espessura, devido à confirmação da existência de

um maior uso desses blocos. O exemplo da figura 1.2 e da figura 1.3 denota um caso mais recente e seguramente questionável quanto aos aspectos estruturais.

A elaboração desse trabalho também foi motivada pela carência de bibliografia nacional sobre o projeto de edificações de pequeno porte em alvenaria estrutural, considerando tanto o uso de blocos de concreto como blocos cerâmicos. Em especial, os poucos estudos comparativos de normas influem de certa forma no atraso do desenvolvimento dos procedimentos de dimensionamento e de novas técnicas que poderiam estar em averiguação e consolidação no mercado.

1.3 OBJETIVO

Este trabalho tem como objetivo principal comparar os procedimentos e os resultados do dimensionamento enfocando as edificações de pequeno porte, empregando-se as normas brasileira NBR 10837:1989, inglesa BS 5628:1992 e da comunidade européia EC 6:1996.

Para dois exemplos, foram dimensionadas as estruturas segundo as normas citadas, usando-se blocos de concreto e cerâmico nas espessuras de 14 cm e 11,5 cm. Como conseqüência desse estudo, busca-se verificar a viabilidade do uso do bloco de 11, 5 cm de espessura nas edificações de pequeno porte, assim como apresentar procedimentos para cálculo com o bloco cerâmico.

Como objetivo secundário, esse trabalho tenta promover a divulgação do sistema construtivo para as edificações de pequeno porte, que necessitam de enfoque particular e diferenciado.

1.4 METODOLOGIA

O trabalho será desenvolvido através de pesquisa e revisão bibliográfica de trabalhos relacionados ao dimensionamento de estruturas de alvenaria estrutural, além do estudo das normas citadas. Esse estudo implicará na análise comparativa dos dimensionamentos propostos por estas normas através da resolução de exemplos numéricos de estruturas de pequeno porte (edificações residenciais de um e dois pavimentos) de alvenaria estrutural.

Essas edificações são admitidas de alvenaria estrutural não-armada, devido a seu porte e conseqüentes solicitações a que estão sujeitas. Geralmente, essas edificações possuem como solicitação preponderante a compressão simples.

Esse trabalho se organiza em seis capítulos. No capítulo 2 faz-se uma revisão bibliográfica, abordando os principais aspectos formadores da resistência e do controle da alvenaria.

No capítulo 3 são apresentadas as normas: NBR 10837:1989; BS 5628:1992 e EC 6:1996. Neste capítulo são descritos os procedimentos de cálculo e as considerações de cada norma referente à análise da compressão simples em alvenaria não-armada. É apresentada também uma comparação entre os métodos de cálculo utilizados como base aos dimensionamentos das normas (método clássico ou das tensões admissíveis, e método dos estados limites). Além da apresentação dos métodos de análise de interação entre paredes e as respectivas distribuições dos carregamentos.

No capítulo 4 se apresenta um exemplo numérico do dimensionamento, com todos os detalhes, de uma edificação de dois pavimentos. No capítulo 5, se apresentam, de forma mais sintética, os resultados de mais um exemplo, também um sobrado. Todos os exemplos são edificações projetadas e executadas na cidade de São Carlos, e todas foram concebidas para a construção em alvenaria estrutural de blocos de concreto.

O capítulo 6 é usado para análise e comparação dos resultados dos exemplos, evidenciando o resultado obtido com o uso de cada norma para a obtenção da resistência à compressão. O capítulo 7 apresenta as conclusões, dúvidas e sugestões sobre o dimensionamento da alvenaria estrutural não-armada pelas normas estudadas.

2. SOBRE A ALVENARIA ESTRUTURAL

Nesse capítulo são definidos e descritos os principais componentes e parâmetros da alvenaria que impactam diretamente no dimensionamento e no controle da qualidade.

2.1 UNIDADES DE ALVENARIA

Define-se unidade de alvenaria como o componente básico desse sistema construtivo, que pode ser representada por blocos ou tijolos dos mais diversos materiais. Todavia, é necessário que esses blocos ou tijolos possuam resistência elevada (suficiente para suportar as ações que atuam nos edifícios). No Brasil, as unidades são usualmente de três materiais: blocos e tijolos cerâmicos, blocos de concreto e blocos sílico-calcáreo.

O bloco de concreto é o que apresenta maior utilização, sendo, geralmente, vazado com dois furos e com comprimentos nominais de 29 ou 39 cm, por 19 cm de altura. As espessuras podem ser de 19 cm, 14 cm (mais utilizada devido à exigência da norma brasileira), 11,5 e 9 cm, estas duas últimas destinadas a edificações de dois e um pavimentos, respectivamente.

As unidades cerâmicas são produzidas com grande variação das dimensões, formas, geometrias e resistências, sendo grande parte destinada à alvenaria de vedação. Para uso estrutural, valem as mesmas características citadas para o bloco de concreto. No Brasil só há normalização para o dimensionamento de edificações de alvenaria estrutural de blocos de concreto.

A alvenaria estrutural não-armada está preponderantemente submetida a esforços de compressão. Considera-se a resistência à compressão do bloco como o fator mais importante na formação da resistência à compressão da alvenaria.

PRADO (1995) *apud* CARVALHO (2003) investigou a resistência à compressão de alvenarias executadas com cinco tipos diferentes de unidades cerâmicas e dois tipos de argamassas, e concluiu que o principal fator que influenciou na resistência à compressão dos prismas foi a resistência da unidade.

Entretanto, é fato que o modo de ruptura do bloco, individualmente, não reproduz a realidade do estado de tensão a que fica submetida a alvenaria. A resistência do bloco juntamente com a da argamassa, na norma inglesa BS

5628:1992, são os parâmetros utilizados para a obtenção da resistência de cálculo da alvenaria. O coeficiente de variação da resistência à compressão dos blocos ou tijolos pode ser considerado um parâmetro confiável para a indicação do nível de qualidade de uma determinada produção de unidades.

A resistência da alvenaria é verificada através da análise de ensaios de argamassas e prismas ou paredes, que indicam correlações de eficiência conforme o bloco e a argamassa. Em GARCIA (2000), chama-se eficiência as relações existentes entre as resistências bloco-prisma e bloco-alvenaria.

GOMES (1983) define o fator de eficiência como a razão entre a resistência à compressão da parede pela resistência à compressão da unidade. Este número, normalmente expresso em percentagem, é a medida de quanto a resistência da unidade é “aproveitada” na resistência da parede. O fator de eficiência tende a diminuir com o aumento da resistência das unidades e é maior para blocos do que para tijolos.

A resistência à compressão da unidade também é utilizada para a obtenção do fator de eficiência. Para GOMES (1983), o fator de eficiência é uma informação aproximada da resistência das paredes. Em suas análises, o fator de eficiência diminui quando são analisados blocos de maior resistência; isso porque quanto maior é a resistência da unidade, maior é a diferença entre a resistência do bloco e da argamassa e maior é a influência das características da junta e da interface.

MENDES (1998), em seu trabalho sobre a resistência à compressão de alvenarias de blocos cerâmicos, também obteve resultados em ensaios de prismas que confirmam que a resistência sofre tanta influência quanto maior a diferença entre as resistências de bloco e argamassa.

MOHAMAD (1998) concluiu que o fator de eficiência diminui com o aumento da resistência das unidades, sendo isso verificado com maior intensidade para blocos do que para tijolos.

A tabela 2.1 apresenta alguns valores de fatores de eficiência (prisma/bloco e parede/bloco) para blocos cerâmicos e de concreto segundo os estudos de alguns autores.

Tabela 2. 1 Fatores de eficiência segundo alguns autores.

	AUTORES	f_{bk} (MPa)	f_m (MPa)	EFICIÊNCIAS	
				f_p/f_b	f_{par}/f_b
BLOCOS CERÂMICOS	FRANCO (1987)	10,6	7,2	0,5	0,4
	GOMES (1983)	7,5	5,0	-	0,3
	MÜLLER (1989)	23,3	3,6	0,3	0,1
	GARCIA (2000)	12,1	11,0	-	0,3
	CER. SELECTA (<i>apud</i> GARCIA)	12,6	12,8	0,6	0,3
	CER. MARISTELA (<i>apud</i> GARCIA)	20,8	7,2	0,3	0,2
	RAMALHO E CORRÊA (2003)	-	-	0,3-0,6	0,2-0,5
	MAAS (2004)	7,7	0,4	0,4	-
BLOCOS DE CONCRETO	MOHAMAD (1998)	10,7	4,2	0,8	-
	KHALAF (1996)	11,3	9,2	0,9	-
	LENGLER (1998)	11,7	4,8	0,9	-
	MORENO JR (1997)	8,3	7,7	0,8	-
	RAMALHO E CORRÊA (2003)	-	-	0,5-0,9	0,4-0,6
	MAAS (2004)	10,6	5,2	0,7	-

A geometria do bloco também é um fator que interfere no desempenho da alvenaria. HENDRY (1981) *apud* CARVALHO (2003), afirma que a geometria do bloco, sua forma, a orientação e espessura das paredes, influenciam na capacidade resistente das paredes de alvenaria. O fator de forma (definido pela relação entre a altura do componente e a menor dimensão horizontal) também é considerado como um parâmetro de grande influência na resistência, tanto que são considerados nos dimensionamentos das normas britânica e da comunidade européia.

STEIL e PRUDÊNCIO (2002) notaram que blocos de mesma resistência e rigidez, diferindo apenas na geometria dos furos, podem produzir prismas que apresentem resistências à compressão e fatores de eficiências distintos. Segundo os autores, o aumento no fator de eficiência pode ser explicado pela maior resistência da argamassa, retardando a sua entrada no regime plástico onde as tensões são muito superiores às obtidas no regime elástico. Eles salientam que a especificação de blocos de concreto para alvenaria estrutural não deve ser baseada unicamente em sua resistência à compressão, mas especial atenção deve-se dar à geometria do bloco e a compatibilidade entre a argamassa e bloco.

2.2 ARGAMASSA DE ASSENTAMENTO

A NBR 8798:1985 define argamassa de assentamento como o “elemento utilizado na ligação entre os blocos de concreto, garantindo distribuição uniforme de

esforços, composto de: cimento, agregado miúdo, água e cal ou outra adição destinada a conferir plasticidade e retenção de água de hidratação à mistura”.

As argamassas são compostas por um ou mais aglomerantes (cimento, cal), por um agregado miúdo (areia) e água suficiente para produzir uma mistura plástica de boa trabalhabilidade. Elas podem conter aditivos e adições, normalmente acrescentados com a finalidade de plastificar a massa ou melhorar outras características e propriedades específicas. Elas têm a propriedade de aderir a materiais porosos e de endurecer após certo tempo.

Basicamente, o mecanismo de funcionamento da argamassa consiste na penetração da pasta de aglomerante ou da própria argamassa nos poros ou entre as rugosidades da base de aplicação. CARASEK (1996) *apud* CARVALHO (2003) salienta que quando a argamassa, no estado plástico, entra em contato com a superfície do bloco, alguns componentes da pasta de aglomerante penetram nos poros e cavidades dos substratos, ocorrendo fenômenos de precipitação, seja de géis de silicato do cimento, seja hidróxido de cálcio da cal; transcorrido algum tempo, com a cura, esses precipitados intra-capilares exercem ação de ancoragem da argamassa à base.

As argamassas, junto com as unidades, são os componentes que formam a parede resistente da alvenaria não-armada. Assim, são atribuídas à argamassa as funções básicas de transmissão e distribuição uniforme das tensões, além da solidarização das unidades, objetivando o bom desempenho da alvenaria. Além dessas, outras funções importantes da argamassa são: assimilar as deformações naturais a que a alvenaria estiver sujeita e selar as juntas, impedindo a infiltração de água e a passagem de insetos.

O desenvolvimento das funções comentadas depende das propriedades da argamassa de assentamento, que podem ser divididas em dois grupos: propriedades no estado plástico e propriedades no estado endurecido. A primeira acontece quando a argamassa é trabalhável ou deformável plasticamente sob ação de pequenas solicitações; a segunda, quando a argamassa já ultrapassou a idade necessária para lhe conferir resistência mecânica suficiente para resistir aos esforços atuantes.

A resistência à compressão da argamassa é uma característica muito discutida quanto a sua importância na resistência à compressão da alvenaria. Muitos autores afirmam que sua maior contribuição está na resistência à flexão e ao cisalhamento das paredes. Para SABBATINI (1984), a resistência da argamassa é

uma propriedade secundária. Porém, como a execução de ensaios tem boa reprodutibilidade e baixo coeficiente de variação, este ensaio de resistência é adequado para controle de uniformidade de produção das argamassas (controle de qualidade da produção da argamassa).

GOMES (1983), ao estudar a resistência das paredes de alvenaria em blocos cerâmicos, também investigou a influência da resistência à compressão da argamassa de assentamento. O autor construiu duas paredes que denominou de F e G, executadas com o mesmo tipo de bloco; porém, na parede G foi utilizada uma argamassa em média 135% mais forte que na parede F. Ele observou que o aumento médio da resistência na parede G foi 11% em relação à parede F.

O autor concluiu que, nas paredes submetidas à compressão simples, a resistência da argamassa não precisa ultrapassar a resistência do bloco sob pena de se produzir uma argamassa muito rígida, que não é adequada para o desempenho das alvenarias. Ele ressalta que a argamassa deve ter, como resistência mínima, 70% da resistência do bloco e, como máxima, a própria resistência do bloco.

GARCIA (2000) também verificou em seus estudos a importância da argamassa no desenvolvimento da resistência da alvenaria e concluiu que ela não deve ter a resistência muito menor que a do bloco, para não comprometer a resistência do conjunto.

STEIL (2003) observou que as argamassas com praticamente a mesma resistência e rigidez, diferindo na capacidade de retenção de água e composição, podem produzir prismas que apresentem, além de diferentes tipos de ruptura, resistências à compressão e fatores de eficiência distintos. Dessa forma, sugere que a especificação das argamassas não deva ser somente através da resistência a compressão, mas que se dê mais importância às demais propriedades, como aderência e retenção de água.

2.3 GRAUTE

O graute pode ser entendido como um concreto com agregados de pequena dimensão e relativamente fluido. Segundo a NBR 8798:1985, é o material utilizado na alvenaria estrutural como preenchedor dos vazios dos blocos estruturais e canaletas, objetivando a solidarização de armaduras (resistentes ou construtivas) a estes elementos, propiciando o aumento de resistência. Na alvenaria não-armada, o

foco é o aumento da resistência à compressão através do aumento da área da seção transversal das unidades.

A NBR 8798:1985 diferencia o graute conforme a dimensão máxima do agregado a ser utilizado. Caracterizando como graute fino os que possuem agregado com diâmetro máximo inferior ou igual a $4,8\text{ mm}$, e, como graute grosso, os que possuem diâmetro superior a $4,8\text{ mm}$. Esta distinção se deve à melhor adequação da utilização do graute conforme o local de grauteamento.

CUNHA (2001) registra que o graute e a unidade de alvenaria precisam constituir uma estrutura homogênea; assim, a adesão é uma das características necessárias para um comportamento otimizado do elemento. Também destaca a importância da trabalhabilidade, onde a fluidez e a coesão, duas propriedades contrárias, devem estar em um estado de equilíbrio, para que se possa obter um graute eficiente.

Na análise do comportamento de blocos grauteados, considera-se que o conjunto bloco-graute e, eventualmente, armadura, trabalhem monolítica e analogamente como considerado no concreto armado. É evidente que, para essa consideração, é importante salientar a necessidade de se garantir que o graute, no momento da execução, deva envolver por completo as armaduras e deve garantir que não haverá pontos de vazios, onde o graute não aderiu à parede do bloco.

Para que o graute possa atuar como provedor do aumento da resistência à compressão da alvenaria é necessário, como especificado pela norma NBR 10837:1989, que a resistência característica do graute seja maior ou igual a duas vezes a resistência característica do bloco, ou seja, igual ou superior à resistência da área líquida (pois os blocos estruturais utilizados no Brasil geralmente apresentam uma área de vazios da ordem de 50% da área transversal). Verifica-se que o uso do graute implica num ganho de resistência equivalente que pode chegar ao dobro da resistência de bloco. Entretanto, isso pode ser válido apenas para bloco de concreto. Admite-se que os blocos de concreto grauteados se comportariam aproximadamente como blocos sólidos.

CALÇADA (1998) analisou o comportamento de prisma grauteados e não grauteados, verificando grande aumento da resistência em elementos onde as características do graute apresentavam maior compatibilidade com as do bloco, quanto à capacidade de deformação e resistência.

CAMACHO e RODRIGUES (1999) observaram que o uso do graute pode promover o aumento de resistência da alvenaria na mesma relação entre a área

bruta e a área líquida do bloco, desde que graute e bloco apresentem aproximadamente a mesma resistência. Além disso, concluíram que a adoção de grautes cada vez mais resistentes representa elevação de custo e não contribui muito para o aumento da resistência da alvenaria.

Reafirmando os resultados dos autores acima, ROMAGNA (2000) obteve resultados que também mostraram que o uso de grautes com resistências muito superiores à das resistências das áreas líquidas dos blocos não traz ganho de resistência para a alvenaria, sendo os melhores resultados encontrados com grautes e blocos de resistências aproximadamente iguais.

GARCIA (2000) estudou o comportamento da resistência da alvenaria conforme o grauteamento dos vazios. Verificou que no grauteamento a resistência da área líquida das paredes não se alterou, demonstrando que independente da área de grauteamento, a resistência da área líquida pode ser considerada constante. Dessa forma pode se prever o ganho de resistência da parede quando grauteada.

LOGULLO (2006) estudou a influência do graute na alvenaria, e constatou um aumento expressivo na resistência de prisma e de parede quando grauteadas. Esse estudo é referente a tipos de blocos com percentual de área líquida diferentes, sendo demonstrado ganho de resistência diferenciado. Para o tipo de bloco desse trabalho, o aumento da resistência à compressão em prismas grauteados chegou próximo de 100%, e para paredes grauteadas em torno de 85%.

No caso dos blocos cerâmicos, esse aumento devido ao graute pode não ser na mesma proporção, devido ao maior potencial de ocorrer retração e descolamentos entre as superfícies de contato bloco/graute, o que teria grande influência no desenvolvimento da resistência da alvenaria. Dessa forma, a analogia de comportamento estrutural do bloco cerâmico com o bloco de concreto, ambos grauteados, talvez tenha pouca representatividade do real comportamento das estruturas.

Quando é necessário o uso de graute para ganho de resistência, a norma britânica permite uma analogia com os blocos maciços de pedra natural. No Eurocode 6 também se considera o uso de graute para o aumento da capacidade portante da alvenaria, através do aumento da seção transversal do elemento.

2.4 PRISMA

O uso do prisma como parâmetro da resistência de cálculo e controle de qualidade da alvenaria e de seus componentes é recomendado por normas em

países como Austrália, Estados Unidos e Canadá. A norma brasileira NBR 10837:1989 também estabelece o uso de resistência de prisma no dimensionamento de elementos de alvenaria estrutural.

A NBR 8215:1983 é a norma brasileira que regulamenta a confecção de corpos de prova para o ensaio de prismas. Ela classifica os prismas em dois tipos: prisma oco e prisma cheio. O primeiro é composto da justaposição de dois blocos de concreto unidos por junta de argamassa; o segundo é composto por dois blocos de concretos unidos por junta de argamassa, tendo seus vazios preenchidos por graute. Ambos são destinados ao ensaio de compressão axial. Entretanto, tem sido comum o ensaio de prismas compostos por três blocos, principalmente em uso de pesquisas, com a justificativa de ser uma forma mais próxima da realidade de se quantificar o comportamento dos elementos de alvenaria (paredes e pilares).

A mesma norma especifica dois métodos para preparo dos prismas. No método A, os prismas são moldados em laboratório a uma temperatura de 30 ± 10 °C, e umidade relativa de 40% e 90%. Para este método, a norma recomenda preparar, no mínimo, três prismas e a espessura de junta deve ficar com 10 ± 3 mm.

No método B, os prismas são moldados em obras, devendo reproduzir o mais fielmente possível as condições locais, principalmente no tocante à mão de obra, materiais, condições atmosféricas, colocação da argamassa e espessura de junta. A norma recomenda preparar, no mínimo, dois prismas por condição de ensaio.

MENDES (1998) esclarece que os prismas são simulações mais simples e econômicas para verificação das propriedades mecânicas de uma parede. Todavia, diversos pesquisadores têm ressaltado que os ensaios de prismas fornecem resultados que normalmente não reproduzem as condições reais daquelas a que estão submetidos as paredes. Segundo OLIVEIRA (2000), assim como para o concreto armado o corpo de prova cilíndrico não simula o comportamento de um pilar ou de uma viga, os resultados têm representatividade quanto ao índice da qualidade do elemento estrutural.

Segundo RIZZATTI (2003), os ensaios com prismas são mais rápidos e econômicos do que os ensaios de paredes, e também não exigem estrutura laboratorial muito sofisticada.

Uma característica dos prismas é resultarem resistências maiores que as encontradas nas paredes, fato previsível devida à redução do efeito das juntas e da esbeltez. Segundo CARVALHO (2003), a redução da resistência das paredes em relação aos prismas também se deve a forma do ensaio. Os pratos da prensa

utilizada nos ensaios produzem uma restrição à expansão lateral. Que dependendo do número de fiadas, poderá ou não ser significativa a influência do confinamento sobre a resistência do prisma.

STEIL (2003) destaca que a esbeltez causa uma redução na resistência dos prismas. Através do efeito de confinamento provocado pelos pratos da prensa, altera-se a distribuição das tensões ao longo do prisma, podendo até mudar o mecanismo de ruptura. DRYSDALE, *et al* (1994) *apud* STEIL (2003) comentam que ensaios com prismas de esbeltez da ordem de 2 apresentaram ruptura com fissuração em forma de cone, característica de compressão associada a cisalhamento. Para prismas com maiores relações de esbeltez, foi observada ruptura com fissuração vertical, típica de um estado triaxial de tensões. Este fenômeno deve-se ao fato de que o prisma de maior esbeltez tem seu bloco intermediário livre do confinamento gerado pela máquina de ensaio.

Para a caracterização mais próxima da parede, alguns autores como SABATINI (1984) e MAAS (2004) sugerem o estudo da alvenaria com prismas de mais de dois blocos.

Analisando tipos de corpos de provas de tamanhos diferentes (prismas e pequenos painéis), SILVA (2007) concluiu que os resultados mais representativos não provêm dos prismas de 2 blocos, sendo os painéis de (60X45) cm bastante representativos do comportamento das paredes.

Sobre a influência do confinamento, verifica-se a sua dependência de variáveis como: resistência do bloco; resistência da argamassa; geometria do bloco; tipo de assentamento; absorção do bloco; espessura de junta; módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson; relação altura/espessura; capeamento e mão de obra (CARVALHO, 2003). A figura 2.1 mostra o prisma confinado entre os pratos da prensa e ao lado algumas variáveis que o influenciam.

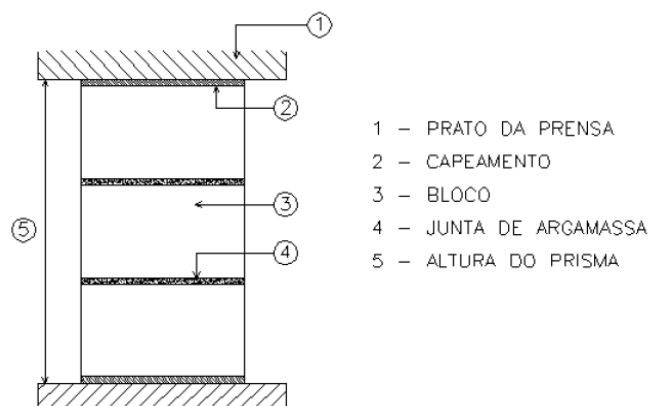


Figura 2.1 Prisma confinado pelos pratos de uma prensa. (CARVALHO, 2003)

Outro fator que influencia a resistência do prisma é a área argamassada do bloco. Os prismas podem ser moldados com argamassa em toda a superfície de assentamento do bloco ou somente nas faces externas longitudinais. As técnicas distintas de assentamento dos blocos refletirão em diferentes valores de resistência à compressão, produtividade de mão-de-obra, desperdício de argamassa e qualidade de assentamento.

MAAS (2004), em seu estudo sobre a influência da área argamassada sobre a resistência de prisma e de parede, verificou que a resistência à compressão dos prismas diminuiu bastante em relação à resistência do bloco para a argamassa aplicada apenas longitudinalmente, colocando como fator principal para este resultado o efeito de confinamento existente no ensaio de prisma. Entretanto, nas paredes registrou-se o aumento da resistência de até 10% com a argamassa aplicada dessa forma. Assim, o autor concluiu que a influência da área de aplicação da argamassa pouco difere na resistência da alvenaria; o único inconveniente é a verificação da ocorrência de ruptura frágil com a argamassa longitudinal. Nos ensaios também verificou que a eficiência bloco-parede praticamente não se altera com o tipo de aplicação da argamassa, tanto em blocos de concreto como em cerâmicos.

As duas formas de assentamento são mostradas na figura 2.2 e na figura 2.3. A primeira é chamada de tradicional e consiste em espalhar a argamassa com a colher de pedreiro em toda superfície do bloco, enquanto na segunda são formados dois filetes de argamassa nas partes resistentes da seção transversal dos blocos. Neste caso, cria-se uma interrupção física na junta de argamassa, o que melhora o desempenho da parede em relação à penetração da água de chuva. A princípio, o segundo método traz uma redução no consumo de argamassa e melhoria na produtividade, porém, diversos autores afirmam que o modelo de ruptura é modificado em relação ao tradicionalmente conhecido.

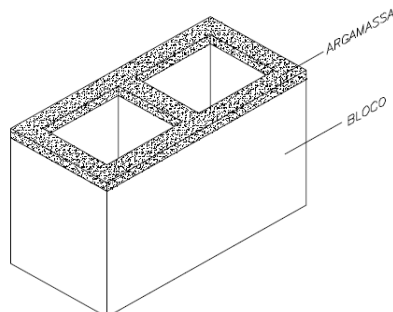


Figura 2. 2 Assentamento de argamassa em toda superfície do bloco. (CARVALHO, 2003)

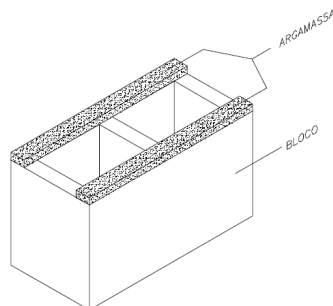


Figura 2. 3 Assentamento de argamassa nas faces externa longitudinal. (CARVALHO, 2003)

PAGE e SHRIVE (1988) *apud* CARVALHO (2003) analisaram diversos fatores que influenciam os resultados dos ensaios de resistência à compressão da alvenaria. Em relação à área argamassada dos blocos de concreto, eles concluíram que a alvenaria de bloco com argamassa em toda sua superfície rompe de maneira similar à alvenaria maciça, com fissuras verticais nas faces e nas paredes transversais dos blocos. Enquanto a alvenaria com blocos com argamassa assentada só nas faces laterais rompe, de maneiras diferentes, com as paredes transversais agindo como vigas, onde começa a fissuração.

Para os prismas com argamassas só nas faces, tem-se observado altas concentrações de tensão lateral nas paredes transversais dos blocos. Os prismas com argamassa em toda superfície do bloco não apresentaram concentração de tensão.

O preenchimento das juntas verticais também se mostra importante, conforme os estudos de SANTOS (2001), que verificou indicativo de perda de resistência à compressão devido ao não preenchimento das juntas verticais, tendo-se observado em relação aos prismas (prismas com mais de dois blocos, conforme figura 2.4) uma redução de até 24% em elementos grauteados sem juntas verticais preenchidas. A capacidade resistente à flexão e ao cisalhamento é ainda mais influenciada por esta variável.

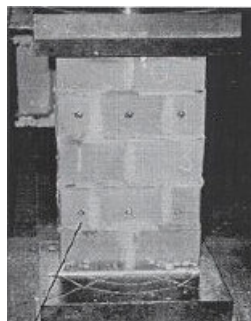


Figura 2. 4 Ensaio de prisma com mais de 2 fiadas. (SANTOS, 2001)

Com relação ao formato das unidades de alvenaria, RIZZATTI (2003), em análise da resistência com a variação da geometria dos blocos, percebeu que algumas características do formato do bloco e dos seus vazios influenciaram na resistência de forma significativa.

Outro fator importante na resistência da alvenaria é a espessura da junta de assentamento. É consenso entre os pesquisadores que a variação na espessura da junta influencia a resistência à compressão da alvenaria. CARVALHO (2003) cita que diversos trabalhos, códigos e normas recomendam 10 mm de altura para a espessura da junta. Considerando este valor como parâmetro, nota-se, na literatura existente sobre o assunto, que o aumento na espessura de junta provoca uma redução na resistência à compressão da alvenaria, enquanto uma diminuição contribui para aumentar a resistência da alvenaria. Em SALHIN (1971) *apud* CAMACHO (1995), verificou-se que a cada incremento de 3 mm da espessura da argamassa, a resistência reduzia em torno de 15%. Conforme MOHAMAD (1998), em estudos de prismas grauteados, revelou-se um aumento de até 34% com a redução da espessura da argamassa de 10 para 7 mm.

Os estudos de FRANCIS (1971) *apud* RAMALHO e CORRÊA (2003) provaram que há um decréscimo da resistência da parede com o aumento da espessura da junta horizontal, devido ao menor confinamento desta pelas paredes das unidades. Este confinamento é que garante a resistência da argamassa, mesmo que ela tenha baixa resistência medida em ensaios com corpos-de-prova cilíndricos.

Contudo, considerando-se a qualidade da planicidade das faces dos blocos utilizados no Brasil e o nivelamento do bloco no momento da execução, juntas com espessuras muito finas podem não distribuir uniformemente as tensões, resultando em concentração de tensões em pontos específicos, com diminuição da resistência da alvenaria. O Eurocode 6 permite o uso de argamassa de espessura fina (menor que 3 mm), prescrevendo considerações específicas para esse tipo de argamassa.

A influência da espessura das juntas sobre a resistência é também função da relação entre a altura da unidade e espessura da junta. ROMAN (1991) *apud* CARVALHO (2003) afirma que quanto maior a altura do tijolo em relação à espessura de junta, maior a resistência da parede.

3. ESTUDO DAS NORMAS

Neste capítulo são apresentadas as principais características do dimensionamento da compressão simples para alvenaria estrutural não-armada, pelas normas NBR 10837:1989, EC 6:1996 e BS 5628:1992. Também se analisam as formas de distribuição dos carregamentos verticais entre os elementos.

A norma brasileira adota o método das tensões admissíveis; as duas normas internacionais se baseiam no método dos estados limites. Os dois métodos incorporam o conceito de segurança das estruturas de maneiras distintas, conforme se ilustra a seguir.

3.1. MÉTODOS CLÁSSICOS OU DAS TENSÕES ADMISSÍVEIS

A tensão solicitante do material é limitada em um percentual da tensão de ruptura (tensão admissível), sob carregamento máximo de serviço. Assim, a garantia da segurança ocorre com a utilização de um coeficiente de segurança interno, γ_i , que minora a resistência de ruptura e busca contemplar as incertezas do cálculo. O dimensionamento por este método pode ser simplificado na equação 3.1, onde S é a solicitação máxima e R é a valor da resistência admissível.

$$S \leq \frac{R}{\gamma_i} \quad (3.1)$$

O método das tensões admissíveis é determinístico: consideram-se fixos, e não aleatórios, os valores numéricos de resistência dos materiais e do carregamento. Por isso é muito simples de usar. Entretanto, as restrições desses métodos que impulsionaram o desenvolvimento de outros são muitas, sendo as principais listadas abaixo:

- a) como os valores envolvidos são fixos e não aleatórios, as grandezas são usadas com seus valores máximos, raramente atingidos durante a vida útil da estrutura, o que geralmente leva a um super dimensionamento;
- b) o cálculo com o método clássico conduz, freqüentemente, a um mau aproveitamento dos materiais ao não levar em conta sua capacidade de adaptação plástica para resistir maiores solicitações;

c) o método clássico se baseia no valor das tensões oriundas das cargas de serviço, supondo que, em tal situação, a estrutura permaneça em regime elástico, como de fato geralmente ocorre. Entretanto, não fornece informação acerca da capacidade que possui a estrutura de receber mais carga, não sendo, portanto, possível averiguar com o método, a verdadeira margem de segurança da estrutura;

d) existem situações em que as solicitações não são proporcionais às ações, e, nesses casos, um pequeno aumento das ações externas provoca um grande aumento das solicitações (ou a situação contrária).

3.2 MÉTODOS DOS ESTADOS LIMITES

O nível de segurança de uma estrutura é determinado pela capacidade que ela possui de suportar as várias ações que a solicitam durante a vida útil, sem atingir qualquer estado limite último ou estado limite de serviço. Os estados limites últimos estão relacionados ao esgotamento da capacidade resistente da estrutura, ou seja, ao colapso.

Para considerar os fatores de incerteza devido à resistência dos materiais, é introduzido o conceito de valores característicos, assim como para as incertezas que afetam os valores das ações. Valor característico é uma medida estatística que considera a probabilidade de uma determinada grandeza ser ultrapassada desfavoravelmente; no caso, o valor característico é definido como sendo o valor cuja probabilidade de não ser atendido é de apenas 5%.

As demais incertezas (processos de cálculo, imperfeições geométricas e falhas de execução) são consideradas introduzindo-se os valores de cálculo das resistências e das ações, através de coeficientes de minoração da resistência e de majoração das ações. A equação 3.2 resume as premissas dos métodos dos estados limites.

$$\phi \cdot R_k \geq \sum \gamma_k \cdot Q_{km} \quad (3.2)$$

onde:

ϕ - é o coeficiente de redução da resistência;

R_k - é a valor característico ou nominal da resistência;

γ_k - é o coeficiente de ponderação das ações;

Q_k - é o valor característico ou nominal da ação.

Dessa maneira, a segurança é introduzida no cálculo de modo a cobrir a probabilidade de ocorrer um aumento no valor das cargas previstas, simultaneamente com a probabilidade de ocorrer uma diminuição no valor da resistência dos materiais.

Assim, o método dos estados limites se constitui num processo mais racional para o dimensionamento, pois envolve a identificação de todos os modos de colapso ou situações em que a estrutura deixaria de atender os requisitos para os quais foi projetada, e a determinação de níveis satisfatórios de segurança para cada estado limite.

3.3 DISTRIBUIÇÃO DAS AÇÕES VERTICAIS

Para o objeto de estudo deste trabalho, o carregamento decorre totalmente das ações permanentes e acidentais causadas pela ação da gravidade (carga vertical - peso dos elementos): peso próprio das paredes e ação das lajes e coberturas (permanentes e acidentais). A ação do vento, por ser muito pequena no tipo de edificação e também por não ser objetivo do trabalho, pode ser desconsiderada neste caso.

Quanto à distribuição das ações verticais, RAMALHO e CORREA (2003) destacam que existe consenso sobre a interação das paredes na trajetória das ações até a fundação, especialmente em edificações de múltiplos pavimentos.

SILVA (2003) verificou em ensaios de paredes com amarração direta e indireta a existência da transferência de cargas entre paredes. Entretanto, a quantificação da interação entre as paredes na distribuição dos carregamentos ainda é tema a ser mais estudado. Atualmente, a interação pode ser considerada através das seguintes hipóteses:

- Paredes isoladas sem interação;
- Grupos isolados de paredes com interação;
- Grupos de paredes com interação a 45°;
- Determinação de uma taxa de interação previamente atribuída entre grupos.

Nesse trabalho são estudadas apenas as hipóteses de paredes isoladas sem interação e grupos isolados de paredes: as mais simples e mais usadas. Nenhuma das normas estudadas trata deste assunto com detalhes.

3.3.1 PAREDES ISOLADAS

Segundo RAMALHO e CORREA (2003), neste procedimento se considera que cada parede trabalha como um elemento independente, não sendo admitida a existência de nenhum tipo de interação entre elas. O carregamento aplicado sobre uma parede caminha diretamente para a sua base. As paredes usualmente são divididas pelas aberturas (como portas e janelas) e pela mudança de direção.

A vantagem da utilização desse método está na simples aplicação e na segurança, pois leva a especificação de resistências maiores que na consideração da uniformização dos carregamentos por algum tipo de interação. Contudo, evidentemente, a economia é prejudicada. O uso desse método se aproxima da situação de carregamento após a ruptura das ligações entre as paredes, que ocorre quando o carregamento aplicado está perto de levar o elemento à ruptura.

Esse método é mais adequado ao dimensionamento de estruturas de pequeno porte, onde, segundo RAMALHO e CORREA (2003), os efeitos negativos dessa consideração são menos sentidos. Como a existência da interação depende basicamente da eficiência da ligação entre as paredes, o uso desse procedimento de cálculo também torna-se adequado quando as ligações são deficientes, assim como para as edificações de baixa altura, já que não haveria altura suficiente para a uniformização das tensões, pelo menos integralmente.

3.3.2 GRUPOS ISOLADOS DE PAREDES

Supõe-se que a carga num grupo de paredes seja uniforme. A divisão ou especificação de um grupo de paredes se dá pelas aberturas. Ou seja, paredes adjacentes interligadas formam um grupo que age como se fosse uma só parede. Segundo RAMALHO e CORREA (2003), este é um procedimento bastante aceito pela literatura internacional, sendo também simples de se utilizar.

NOBOA (2007) simulou em edificações residenciais alguns tipos de interações, verificando que a situação mais próxima do real estaria numa zona intermediária entre as hipóteses de paredes isoladas e grupos isolados. A justificativa está na composição dos carregamentos: praticamente 50% é devido ao peso próprio, parcela em que a possibilidade de uniformização, no pavimento, é mais remota.

3.4 DIMENSIONAMENTO PELA NBR 10837:1989

O dimensionamento da alvenaria não-armada pela norma brasileira segue o método das tensões admissíveis e é bastante simples. A equação 3.3 indica a forma de verificação da segurança dos elementos. As equações 3.4 e 3.5 mostram o dimensionamento.

$$\sigma_s \leq \sigma_{adm} \quad (3.3)$$

onde:

σ_s - tensão solicitante

σ_{adm} - tensão resistente admissível

$$\bar{f}_{alv,c} = 0,20 f_p \cdot \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40t_{ef}} \right)^3 \right] \quad (3.4)$$

$$\bar{f}_{alv,c} = 0,18 f_p \cdot \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40t_{ef}} \right)^3 \right] \quad (3.5)$$

onde:

h_{ef} - é a altura efetiva

t_{ef} - é a espessura efetiva

f_p - é a resistência média dos prismas

$\bar{f}_{alv,c}$ - é a tensão admissível de resistência à compressão

Com as equações 3.4 e 3.5 calcula-se a resistência média de prisma necessária para a alvenaria não-armada, para os casos de paredes e pilares, respectivamente. As tensões admissíveis são baseadas na resistência média à compressão dos prismas (f_p) aos 28 dias de idade ou na idade na qual a estrutura está submetida ao carregamento total. Ou seja, a resistência de prisma é o parâmetro de projeto e de controle da execução.

Segundo RAMALHO e CORREA (2003), a utilização de ensaios de prismas para a estimativa da resistência dos elementos de alvenaria estrutural é um método avançado, pois pode ser usado para todas as combinações de blocos, argamassa e graute. Apesar da resistência de prisma ser maior que a da parede, a relação de resistência prisma-parede é quase sempre constante, na norma brasileira se encontra por volta de 0,7.

Não obstante a utilização da resistência de prisma no dimensionamento, é necessária a estimativa de uma resistência de bloco (material a ser comprado). No Brasil, tem se verificado a eficiência prisma-bloco entre 0,5 a 0,9 para blocos de concreto e 0,3 a 0,6 para blocos cerâmicos, ou seja, valores bem maiores para o bloco de concreto. A equação 3.6 ilustra a relação prisma-bloco.

$$\eta = \frac{f_p}{f_{bk}} \quad (3.6)$$

A norma brasileira também permite a verificação do carregamento máximo admissível através da resistência de parede (f_{pa}). Se os ensaios forem realizados em paredes, admite-se um acréscimo de 43% na tensão admissível para alvenaria não-armada e de 27% para alvenaria armada. Os ensaios devem atender às prescrições da NBR 8949:1985. Nas obras de alvenaria de blocos de concreto e nos casos em que não existe a atuação do vento conjuntamente com outras sobrecargas, as tensões admissíveis na compressão simples numa parede não devem ultrapassar $0,20f_p$ ou $0,286f_{pa}$ (f_{pa} é a resistência média para parede), considerando uma resistência mínima de argamassa de 5 MPa.

A equação 3.4 é empregada para o dimensionamento de paredes e a equação 3.5 para os pilares. Elas se diferenciam apenas no coeficiente de segurança aplicado na resistência média de prisma. Esse coeficiente corresponde a 5 vezes a tensão solicitante nas paredes e 5,56 vezes nos pilares. Uma parede é considerada como pilar quando o comprimento é menor que 5 vezes a sua espessura. Os pilares ainda devem possuir uma espessura mínima de 19 cm, enquanto que para as paredes o valor mínimo é de 14 cm.

A altura e a espessura efetivas de uma parede são parâmetros de grande importância no dimensionamento, conforme mostram as equações anteriores. Define-se a esbeltez da parede como a relação entre eles (λ), limitada em 20 para alvenaria não-armada, tanto para pilares como para paredes, conforme equação 3.7.

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \quad (3.7)$$

A espessura efetiva do elemento exclui a espessura dos revestimentos. A norma brasileira permite, quando na presença de enrijecedores na parede, a

determinação de uma espessura efetiva tal que sua estabilidade seja equivalente à parede com enrijecedores. A norma define como enrijecedor todo elemento estrutural vinculado à parede que promova aumento da rigidez na direção perpendicular a esta. Geralmente, o uso de enrijecedores é comum em edificações industriais ou predominante fletidas.

A determinação da espessura efetiva é obtida de forma semelhante pelas três normas estudadas. A equação 3.8 e a tabela 3.1 da norma ilustram os valores de majoração da espessura real na obtenção da espessura efetiva. Nas edificações estudadas neste trabalho, a espessura efetiva será sempre igual à espessura do bloco.

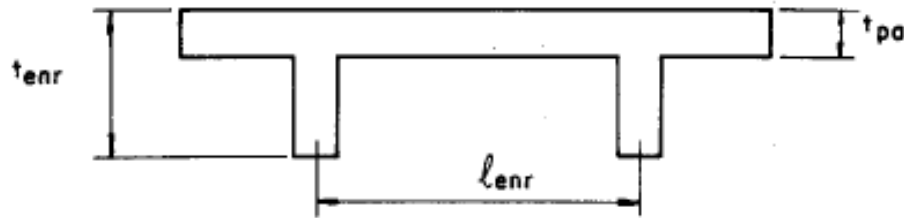


Figura 3.1 Seção transversal de parede com enrijecedor. (NBR 10837:1989)

$$t_{ef} = K_{enr} \cdot t_{pa} \tag{3.8}$$

Tabela 3. 1 Fator de espessura efetiva (K_{enr}). (NBR 10837:1989)

l_{enr}/t_{enr}	$t_{enr}/t_{pa} = 1$	$t_{enr}/t_{pa} = 2$	$t_{enr}/t_{pa} = 3$
6	1,0	1,4	2,0
8	1,0	1,3	1,7
10	1,0	1,2	1,4
15	1,0	1,1	1,2
≥ 20	1,0	1,0	1,0

l_{enr} - espaçamento do enrijecedor de centro a centro.

t_{enr} - espessura do enrijecedor

t_{pa} - espessura da parede

A altura efetiva das paredes é admitida como a altura real se ela possuir travamentos laterais no topo e base; se possuir travamento apenas na base, a altura efetiva será 2 vezes a real. Para os pilares, as considerações são as mesmas, se acrescentado a possibilidade do travamento no topo ocorrer em apenas uma direção. Nessa situação, a altura efetiva será considerada 2 vezes a altura real do pilar na direção sem travamento de topo. Geralmente, o travamento no topo é

verificado com a presença de lajes. A figura 3.2 ilustra os tipos de travamento de pilares na base e topo.

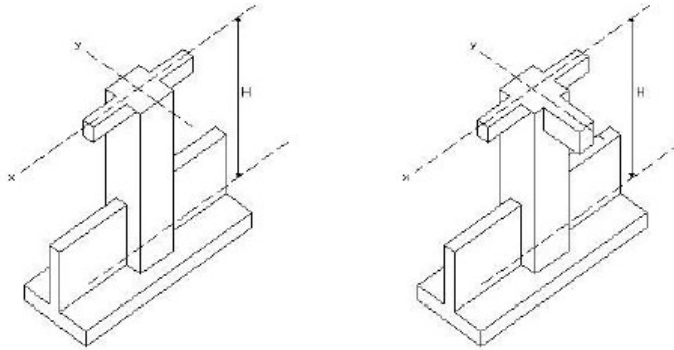


Figura 3.2 Travamento do topo de pilar. (ATAÍDE, 2005)

Assim além do fator de segurança (5 para as paredes), existe ainda um outro fator de segurança relacionado com a esbelteza, que se relaciona com a possibilidade de flambagem da parede.

3.5 DIMENSIONAMENTO PELA BS 5628:1992

A BS 5628:1992 se baseia no método dos estados limites. A equação 3.9 demonstra o princípio do cálculo das estruturas de alvenaria, baseado na condição das tensões solicitantes serem menores que as tensões de resistência de cálculo, ambas ponderadas por coeficientes de segurança. A equação 3.10 é a formulação proposta pela norma inglesa para a verificação da resistência máxima à compressão de um elemento de alvenaria estrutural não-armada.

$$\sigma_{Sd} \leq \sigma_{Rd} \quad (3.9)$$

$$f_s \cdot \gamma_f = \frac{\beta \cdot f_k}{\gamma_m} \quad (3.10)$$

onde:

σ_{Sd} - tensão solicitante de cálculo

σ_{Rd} - tensão resistente de cálculo

f_s - tensão solicitante característica

f_k - tensão resistente de alvenaria

β - coeficiente de minoração da resistência devido às excentricidades

γ_f - coeficiente de majoração das ações

γ_m - coeficiente de minoração da resistência dos materiais

Apesar de utilizar coeficientes de segurança para majorar as ações e minorar as resistências dos materiais, a norma inglesa não faz distinção dos coeficientes quanto ao tipo de elemento a ser dimensionado, no caso pilares e paredes. Os pilares por esta norma são considerados com o comprimento menor ou igual a 4 vezes a espessura efetiva.

As combinações e os valores dos coeficientes sobre as ações prescritos pela norma britânica estão organizados na tabela 3.2.

Tabela 3. 2 Valores de γ_f . (BS 5628:1992 adaptado de NOBOA, 2007)

Combinação	Ação		γ_f
Permanente + Acidental	G_k	Permanente	0,9* ou 1,4
	Q_k	Acidental	1,6
	E_k	Empuxos	1,4
Permanente + Vento	G_k	Permanente	0,9* ou 1,4
	E_k	Empuxos	1,4
	W_k	Vento	1,4W ou 0,015G (o que for maior)
Permanente + Acidental + Vento	G_k	Permanente	0,9* ou 1,2
	Q_k	Acidental	1,2
	E_k	Empuxos	1,2
	W_k	Vento	1,2W ou 0,015G (o que for maior)
Dano Estrutural	G_k	Permanente	0,95* ou 1,05
	Q_k	Acidental	0,35 ou 1,05G (quando depósitos)
	W_k	Vento	0,35

* Ação favorável.

Além do coeficiente de majoração das ações (γ_f), a BS 5628:1992 prevê a utilização de um coeficiente de minoração da resistência, que contempla o nível de qualidade dos materiais utilizados (tijolos, blocos, argamassa e graute) e da execução (controle dos processos de produção). Assim, são classificadas duas categorias para os controles de qualidade dos materiais e de produção (execução da alvenaria): especial e normal.

A categoria especial para o controle dos materiais sugere que menos de 2,5% dos componentes apresentem resistência característica menor que a especificada

no projeto; além disso, deve haver um programa de qualidade que ateste esta exigência sobre os componentes adquiridos; acima desse limite, os materiais se enquadram na categoria normal, onde os lotes de materiais apresentam até 5% de componentes com resistência característica inferior ao especificado.

A categoria especial para o controle de execução exige a existência de especificações e supervisão para o controle da execução dos elementos de alvenaria e dos ensaios de compressão da argamassa utilizada. A categoria normal é verificada quando se obedece apenas às recomendações normativas com inspeção e supervisão da execução. A tabela 3.3 apresenta os valores do coeficiente de segurança γ_m sobre a qualidade dos materiais e de execução. Os valores apresentados na tabela 3.3 podem ser reduzidos (0,9) se for realizado ensaio de resistência à compressão da alvenaria em substituição aos ensaios dos componentes isolados.

Tabela 3.3 Valores de γ_m . (BS 5628:1992)

Controle de Fabricação	Controle de Execução	
	Especial	Normal
Especial	2,5	3,1
Normal	2,8	3,5

Assim como na norma brasileira, há ainda outro coeficiente de segurança relacionado com a esbeltez da parede, representado pelo coeficiente β . Porém, além da esbeltez, ele depende da excentricidade do carregamento. Nessa norma se verifica a excentricidade em três regiões da parede: topo, meio e base, afim de determinar a região mais crítica da parede. Os valores para o coeficiente β podem ser calculados pela equação 3.11 (essa equação determina os valores para as regiões de topo e base da parede). Os valores de β também estão apresentados na tabela 3.4; é permitido se interpolar linearmente esses valores para esbeltezes diferentes.

$$\beta = 1,1 \cdot \left[1 - 2 \frac{e_m}{t} \right] \quad (3.11)$$

Tabela 3. 4 Valores de β . (BS 5628:1992)

Esbeltez (λ)	Excentricidade no topo da parede e_m			
	0,05t	0,1t	0,2t	0,3t
0	1,00	0,88	0,66	0,44
6	1,00	0,88	0,66	0,44
8	1,00	0,88	0,66	0,44
10	0,97	0,88	0,66	0,44
12	0,93	0,87	0,66	0,44
14	0,89	0,83	0,66	0,44
16	0,83	0,77	0,64	0,44
18	0,77	0,70	0,57	0,44
20	0,70	0,64	0,51	0,37
22	0,62	0,56	0,43	0,30
24	0,53	0,47	0,34	-
26	0,45	0,38	-	-
27	0,40	0,33	-	-

A espessura efetiva é determinada como na norma brasileira, detalhada no item 3.3. A altura efetiva na norma britânica também é diferenciada entre pilares e paredes. A altura efetiva de pilares e parede de alvenaria deve ser considerada o dobro da altura real quando não houver travamento no topo. Quando houver travamento no topo, apenas para as paredes, a altura efetiva é admitida como 75% da altura real (lembrando que esse travamento geralmente é conseguido com a presença de lajes ou elementos estruturais que forneçam rigidezes parecidas). Ou seja, as condições são mais favoráveis que na norma brasileira. A equação 3.12 é usada para a determinação da altura efetiva.

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h \quad (3.12)$$

onde:

$\rho = 0,75$ para elementos travados no topo e base;

$\rho = 1$ para elementos sem travamento.

Com a determinação da altura e espessura efetivas, verifica-se a esbeltez, limite, que deve ser menor que 27 para paredes e pilares, exceto para elementos estruturais executados com unidades com menos de 90 mm de espessura, em edificações com mais de 2 pavimentos, quando o valor máximo é 20. Assim, além de

ser mais favorável na determinação da altura efetiva, a norma inglesa é novamente mais favorável (ou flexível) no valor limite da esbeltez.

Com relação à verificação das excentricidades, a norma inglesa a determina através do cociente de momento sobre a normal em alguma região da parede. Entretanto, para determinados tipos de travamentos (como lajes apenas apoiadas) a norma permite uma simplificação, onde considera a existência de uma excentricidade no topo (e_x), provocada pelo apoio excêntrico do carregamento da laje devido à sua deformação, essa excentricidade é máxima no topo e zero na base. Na base a verificação é feita considerando uma excentricidade mínima – $0,05t$.

A norma considera também uma excentricidade acidental (e_a), que prevê desaprumos e flexão da parede, e que é máxima na região do quinto central da parede e zero nas extremidades. A excentricidade da região central (e_m) é formada das outras duas excentricidades (e_x ; e_a). A figura 3.3 e a equação 3.13 ilustram a variação das excentricidades e a determinação da excentricidade e_m , respectivamente, utilizada para o cálculo de β na região do quinto médio da parede.

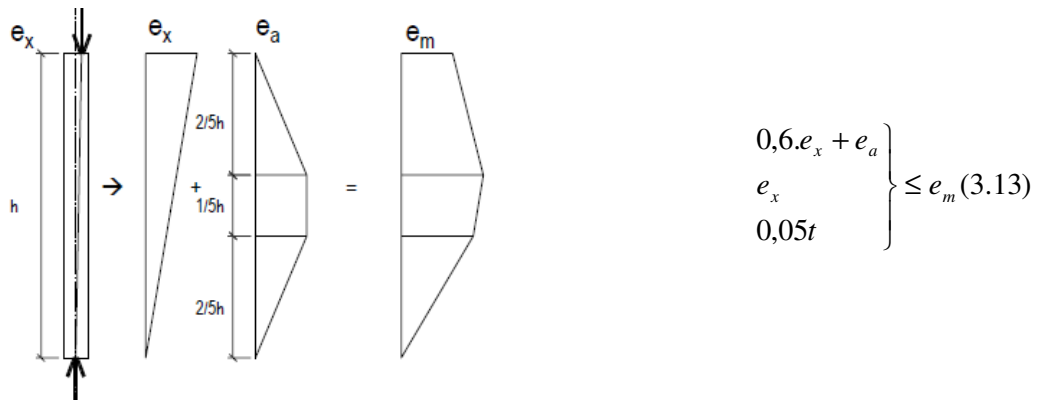


Figura 3.3 Determinação da excentricidade de cálculo. (BS 5628:1992)

Com a equação 3.14 pode se determinar a excentricidade acidental.

$$e_a = t \left[\frac{1}{2400} \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2 - 0,015 \right] \tag{3.14}$$

onde:

e_a - excentricidade acidental;

t - é a espessura da parede ou do pilar;

t_{ef} - é a espessura efetiva da parede ou pilar;

h_{ef} - é a altura efetiva da parede ou pilar.

Como dito, a excentricidade do carregamento é calculada conforme o grau de engastamento da laje na parede. Entretanto, esse tipo de ligação não retrata a realidade das edificações no Brasil, especialmente no caso em questão, que usualmente emprega lajes pré-fabricadas unidirecionais, apenas apoiadas nas paredes.

A alternativa de simplificação da norma inglesa na determinação de e_x está demonstrada abaixo, na figura 3.4 e pelas equações 3.15 e 3.16, sendo utilizadas respectivamente para os casos onde a parede apóia lajes em apenas um lado ou nos dois lados.

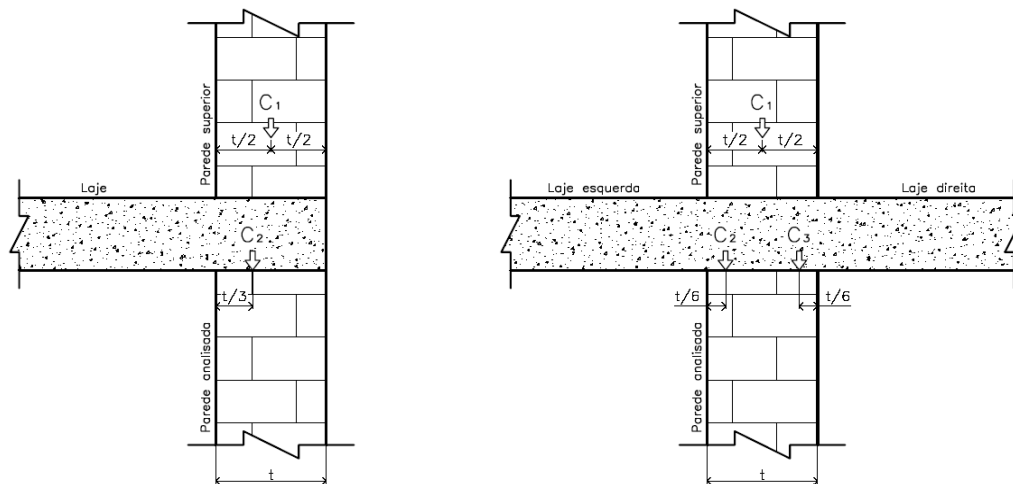


Figura 3.4 Carregamento no topo da parede. (NOBOA, 2007)

$$e_x = \frac{C_2 \cdot \left(\frac{t}{6}\right)}{C_1 + C_2} \tag{3.15}$$

$$e_x = \frac{|C_2 - C_3| \cdot \left(\frac{t}{3}\right)}{C_1 + C_2 + C_3} \tag{3.16}$$

onde:

e_x – excentricidade no topo da parede

C_1 – carregamento aplicado no centro da parede, proveniente de pavimentos superiores

C_2 e C_3 – carregamento excêntrico, proveniente de lajes

A norma inglesa utiliza como parâmetro de projeto a resistência característica à compressão da alvenaria (f_k). Em casos de pilares de pequena área transversal, menor que $0,2 \text{ m}^2$, é permitida a redução da resistência necessária da alvenaria, com o fator calculado conforme a equação 3.17; esse tipo de elemento é muito penalizado no dimensionamento por esta norma.

$$f_k' = f_k (0,7 + 1,5A) \quad (3.17)$$

onde:

A - é a área transversal do elemento

f_k - é a resistência característica à compressão da alvenaria

f_k' - é a resistência característica à compressão da alvenaria reduzida

Com a resistência característica à compressão da alvenaria pode-se obter a resistência de blocos. A BS 5628:1992 contém quatro tabelas para a determinação da resistência do bloco, em função da resistência de alvenaria, do tipo de unidade (maciço ou vazado, de concreto ou cerâmico), da relação das dimensões da unidade (altura/espessura) e do tipo de argamassa utilizado na execução.

A norma inglesa estabelece quatro tipos de argamassa (i, ii, iii e iv), mostrados na tabela 3.9, que apresenta ainda os traços dos tipos de argamassa com as resistências médias que devem apresentar em laboratório e em obra. Nota-se, em relação à norma brasileira (que prevê uma resistência mínima para a argamassa de 5 MPa), a possibilidade de se utilizar argamassa com resistência de 1,0 MPa (obtida na obra), o que contempla algumas situações típicas de obras de pequeno porte.

Os valores para a determinação da resistência da unidade de alvenaria são apresentados na tabela 3.5, tabela 3.6, tabela 3.7 e tabela 3.8. Embora estes valores sejam previstos para os materiais empregados no país de origem da norma, eles servem como referência. Uma vez obtida a resistência característica da parede, talvez seja mais apropriado, no Brasil, obter uma resistência de prisma equivalente; e daí obter a resistência do bloco através dos fatores de eficiência. Naturalmente, estes valores seriam controlados com ensaios de prismas.

A tabela 3.5 refere-se ao dimensionamento com tijolos maciços cerâmicos com relação unitária entre a altura e a espessura (90x90mm); entretanto, pode-se

utilizar essa tabela para tijolos com relações geométricas diferentes com o uso de fatores de conversão. A norma sugere que, em casos de paredes construídas com tijolos de relação geométrica menor que 0,6, a resistência de alvenaria pode ser obtida por ensaios normalizados de paredes.

Como esse trabalho estuda blocos estruturais vazados de concreto e cerâmico é interessante o uso da tabela 3.6 e da tabela 3.7. Essas tabelas não se referem a um tipo de material específico, sendo utilizadas para bloco de concreto ou cerâmico. A diferença está na relação geométrica: a tabela 3.6 refere-se ao uso de blocos com relação de altura e espessura de até 0,6, e a tabela 3.7 com blocos de relação que variam de 2,0 a 4,0. Como os blocos utilizados no Brasil possuem relação entre 0,6 e 2,0, pode-se interpolar entre as duas tabelas para a especificação da resistência de bloco. Os blocos utilizados nesse trabalho possuem as seguintes relações geométricas: 1,36 para os blocos de 14 cm de espessura e 1,65 para os blocos com 11,5 cm de espessura.

A tabela 3.8 refere-se ao uso de blocos de sólidos de concreto com relação geométrica entre 2,0 e 4,0. Entretanto, quando os blocos vazados são preenchidos com graute de resistência compatível ao da área líquida do bloco, esse pode ser considerado como sólido. Para blocos de relação geométrica inferior permite-se a interpolação com a tabela 3.6. A norma ainda prevê o uso de pedra natural na utilização da alvenaria estrutural. A determinação de resistência de blocos com esse material é feita também com a tabela 3.8.

Analisando a resistência das unidades de alvenaria das tabelas mencionadas, observa-se que há, implicitamente, um fator de eficiência da resistência alvenaria-bloco, que diminui com o aumento da resistência da unidade de alvenaria. E que independe do material (cerâmico e concreto), o que não se observa com os blocos produzidos no Brasil.

Tabela 3. 5 Resistência à compressão da alvenaria, f_k (MPa), para tijolos cerâmico. (BS 5628:1992)

Argamassa	Resistência característica f_{bk} da unidade de alvenaria (MPa)								
	5	10	15	20	27,5	35	50	70	100
(i)	2,5	4,4	6,0	7,4	9,2	11,4	15,0	19,2	24,0
(ii)	2,5	4,2	5,3	6,4	7,9	9,4	12,2	15,1	18,2
(iii)	2,5	4,1	5,0	5,8	7,1	8,5	10,6	13,1	15,5
(iv)	2,5	3,5	4,0	5,2	6,2	7,3	9,0	10,8	12,7

Tabela 3. 6 Resistência à compressão da alvenaria, f_k (MPa), para blocos vazados. (BS 5628:1992)

Argamassa	Resistência característica f_{bk} da unidade de alvenaria (MPa)							
	2,8	3,5	5	7	10	15	20	35
(i)	1,4	1,7	2,5	3,4	4,4	6,0	7,4	11,4
(ii)	1,4	1,7	2,5	3,2	4,2	5,3	6,4	9,4
(iii)	1,4	1,7	2,5	3,2	4,1	5,0	5,8	8,5
(iv)	1,4	1,7	2,5	2,8	3,5	4,4	5,2	7,3

* Relação altura/menor dimensão horizontal de 0,6.

Tabela 3. 7 Resistência à compressão da alvenaria, f_k (MPa), para blocos vazados. (BS 5628:1992)

Argamassa	Resistência característica f_{bk} da unidade de alvenaria (MPa)							
	2,8	3,5	5	7	10	15	20	35
(i)	2,8	3,5	5,0	5,7	6,1	6,8	7,7	11,4
(ii)	2,8	3,5	5,0	5,5	5,7	6,1	6,5	9,4
(iii)	2,8	3,5	5,0	5,4	5,5	5,7	5,9	8,5
(iv)	2,8	3,5	4,4	4,8	4,9	5,1	5,3	7,3

* Relação altura/menor dimensão horizontal de 2,0 a 4,0.

Tabela 3. 8 Resistência à compressão da alvenaria, f_k (MPa), para blocos sólidos de concreto. (BS 5628:1992)

Argamassa	Resistência característica f_{bk} da unidade de alvenaria (MPa)							
	2,8	3,5	5	7	10	15	20	35
(i)	2,8	3,5	5,0	6,8	8,8	12,0	14,8	22,8
(ii)	2,8	3,5	5,0	6,4	8,4	10,6	12,8	18,8
(iii)	2,8	3,5	5,0	6,4	8,2	10,0	11,6	17,0
(iv)	2,8	3,5	4,4	5,6	7,0	8,8	10,4	14,6

* Relação altura/menor dimensão horizontal de 2,0 a 4,0.

Tabela 3. 9 Requisitos de resistência da argamassa. (BS 5628:1992)

Argamassa	Dosagem (traço em volume)			Resistência Média a compressão (MPa)	
	Cimento	Cal	Areia	Laboratório	Local
(i)	1	0 a $\frac{1}{4}$	3	16,0	11,0
(ii)	1	$\frac{1}{2}$	4 a 4,5	6,5	4,5
(iii)	1	1	5 a 6	3,6	2,5
(iv)	1	2	8 a 9	1,5	1,0

3.6 DIMENSIONAMENTO PELO EUROCODE 6:1996

O dimensionamento pela norma da Comunidade Européia é semelhante ao da norma inglesa, com coeficientes de ponderação similares relativos às excentricidades, esbelteza, características de fabricação e execução dos materiais e da alvenaria, e o tipo das ações solicitantes. Os procedimentos de cálculo também são baseados no método dos estados limites, sendo que na verificação da segurança e no cálculo da resistência da alvenaria f_k se empregam as equações 3.18 e 3.19.

$$\sigma_{Sd} \leq \sigma_{Rd} \quad (3.18)$$

$$f_s \cdot \gamma_f = \frac{\Phi_{i,m} \cdot f_k}{\gamma_m} \quad (3.19)$$

onde:

σ_{Sd} - tensão solicitante de cálculo

σ_{Rd} - tensão resistente de cálculo

f_s - tensão solicitante

f_k - tensão resistente de alvenaria

$\Phi_{i,m}$ - coeficiente de minoração da resistência devido às excentricidades no topo, base ou meio da parede

γ_f - coeficiente de majoração das ações

γ_m - coeficiente de minoração da resistência dos materiais

O coeficiente de segurança das ações γ_f é apresentado na tabela 3.10. O EC-0 é a norma que regulamenta a verificação das combinações das ações para o dimensionamento de estruturas. Os valores da tabela 3.10 são sugeridos para qualquer tipo de estrutura e podem ser alterados para o atendimento das particularidades de cada país membro da Comunidade Européia.

Tabela 3. 10 Valores de γ_f . (EC-0 adaptado de NOBOA, 2007)

Combinação	Ação		γ_f
Permanente + Acidental	G_k	Permanente	1* ou 1,35
	Q_k	Acidental Principal	0* ou 1,5
	Q_n	Acidentais Secundárias	1,5 x 0,7 = 1,05

* Efeito favorável.

O coeficiente de segurança γ_m , utilizado na redução da resistência de alvenaria, tem considerações parecidas com a da norma inglesa, abrangendo o uso de categorias de qualidade do controle de fabricação das unidades de alvenaria e classes de execução da obra. O Eurocode 6 prescreve duas categorias de controle da resistência das unidades de alvenaria e cinco classes de controle da execução.

A categoria I, segundo BAIO DIAS (2002) *apud* NOBOA (2007), admite que as unidades de alvenaria tenham controle de qualidade no processo de fabricação com nível de confiabilidade de resistência superior a 95%, verificada por ensaios técnicos normalizados de cada lote recebido em obra. O Eurocode divide essa

categoria em duas: a categoria Ia para unidades da categoria I com a utilização de argamassa de resistência comprovada e monitorada por ensaios e controle de execução; a categoria Ib difere da categoria Ia quanto ao tipo de controle da argamassa, para argamassas com traços pré-definidos.

A categoria II considera unidades com controle de qualidade no processo de fabricação, mas sem apresentar o nível de confiança do valor de resistência da categoria I, e também sem o tipo de controle executado em obra das unidades da categoria I.

Quanto às classes de execução da alvenaria, o EC 6:1996 considera como parâmetro de classificação a disponibilidade de profissionais qualificados e experientes para a supervisão e inspeção diária da obra, além do tipo de avaliação das propriedades da argamassa e do graute utilizados na obra, e do tipo de dosagem desses materiais (peso ou volume). Os valores de γ_m são apresentados na tabela 3.11.

Tabela 3. 11 Valores de γ_m . (EC 6:1996)

Unidades de alvenaria	Classes de execução				
	1	2	3	4	5
Categoria I (a)	1,5	1,7	2,2	2,2	2,5
Categoria I (b)	1,7	2,0	2,2	2,5	2,7
Categoria II	2,0	2,2	2,5	2,7	3,0

A segurança das estruturas de alvenaria é ainda determinada com o uso de um coeficiente de minoração da resistência Φ , que contempla os parâmetros geométricos do elemento a ser dimensionado e a existência de excentricidades. A norma da Comunidade Européia também especifica a verificação da excentricidade em três regiões da parede (topo, meio e base), e, diferentemente das normas inglesa e brasileira, não distingue elementos como parede e pilares na especificação desse coeficiente. Os valores do coeficiente Φ_m são apresentados na tabela 3.12 em função da excentricidade encontrada na região do quinto médio da parede (como na BS) e da esbeltez (esses valores podem ser obtidos com o uso da equação 3.23). Os valores de Φ no topo e na base da parede são verificados através da equação 3.20.

Como na norma inglesa, também se determina uma excentricidade acidental, entretanto, o Eurocode considera essa excentricidade constante na altura da parede. A equação 3.22 é a utilizada para a determinação da excentricidade acidental no EC-6:1996.

$$\Phi_i = \left[1 - 2 \frac{e_i}{t} \right] \quad (3.20)$$

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{hi} + e_a \geq 0,05t \quad (3.21)$$

$$e_a = \frac{h_{ef}}{450} \quad (3.22)$$

onde:

Φ_i - coeficiente de redução devido esbeltez e excentricidade no topo ou base da parede

e_i - excentricidade no topo ou base da parede

e_{hi} - excentricidade no topo ou base da parede resultante da ação do vento

e_a - excentricidade acidental

t - espessura da parede

h_{ef} - altura efetiva da parede

M_{id} - momento de cálculo no topo ou base da parede

N_{id} - solicitação normal de cálculo no topo ou base da parede

Tabela 3. 12 Valores de Φ_m . (EC 6:1996)

Esbeltez (λ)	Excentricidade (e_{mk})						
	0,05t	0,10t	0,15t	0,20t	0,25t	0,30t	0,33t
0	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,34
1	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,34
2	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,34
3	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40	0,34
4	0,90	0,80	0,70	0,60	0,49	0,39	0,33
5	0,89	0,79	0,69	0,59	0,49	0,39	0,33
6	0,88	0,78	0,68	0,58	0,48	0,38	0,32
7	0,88	0,77	0,67	0,57	0,47	0,37	0,31
8	0,86	0,76	0,66	0,56	0,45	0,35	0,29
9	0,85	0,75	0,65	0,54	0,44	0,34	0,28
10	0,84	0,73	0,63	0,53	0,42	0,32	0,26
11	0,82	0,72	0,61	0,51	0,40	0,30	0,24
12	0,80	0,70	0,59	0,49	0,38	0,28	0,22
13	0,79	0,68	0,57	0,47	0,36	0,26	0,20
14	0,77	0,66	0,55	0,45	0,34	0,24	0,18
15	0,75	0,64	0,53	0,42	0,32	0,22	0,16
16	0,72	0,61	0,51	0,40	0,30	0,20	0,15
17	0,70	0,59	0,48	0,38	0,28	0,18	0,13
18	0,68	0,57	0,46	0,35	0,25	0,16	0,11
19	0,65	0,54	0,44	0,33	0,23	0,14	0,10
20	0,63	0,52	0,41	0,31	0,21	0,13	0,08
21	0,60	0,49	0,39	0,29	0,19	0,11	0,07
22	0,58	0,47	0,36	0,26	0,17	0,10	0,06
23	0,55	0,44	0,34	0,24	0,16	0,08	0,05
24	0,52	0,42	0,32	0,22	0,14	0,07	0,04
25	0,50	0,39	0,29	0,20	0,12	0,06	0,04
26	0,47	0,37	0,27	0,18	0,11	0,05	0,03
27	0,45	0,35	0,25	0,17	0,10	0,04	0,02
28	0,42	0,32	0,23	0,15	0,08	0,04	0,02
29	0,40	0,30	0,21	0,13	0,07	0,03	0,01
30	0,37	0,28	0,19	0,12	0,06	0,03	0,01

Como na norma inglesa, a excentricidade também é função do momento fletor e da normal. Como a ligação entre lajes pré-fabricadas e paredes, nesse tipo de edificação, é praticamente livre de engastamento, essa etapa do cálculo da excentricidade é substituída, nesse trabalho, pelo valor encontrado nas equações 3.15 e 3.16, utilizadas anteriormente como simplificação prevista pela BS 5628:1992.

$$\Phi_m = A_1 \cdot e^{-\frac{u^2}{2}} \quad (3.23)$$

$$A_1 = 1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} \quad (3.24)$$

$$u = \frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 2}{23 - 37 \cdot \frac{e_{mk}}{t}} \quad (3.25)$$

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05t \quad (3.26)$$

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} \pm e_a \quad (3.27)$$

$$e_k = 0,002 \cdot \phi_{\infty} \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{t \cdot e_m} \quad (3.28)$$

onde:

Φ_m - coeficiente de redução devido esbeltez e excentricidade no meio da parede

e_m - excentricidade no meio da parede

e_k - efeito da fluência do material

e_{mk} - excentricidade no meio da parede com consideração do efeito da fluência do material

e_{hm} - excentricidade no meio da parede devido à ação do vento

e_a - excentricidade acidental

ϕ_{∞} - coeficiente de fluência do material

t - espessura da parede

t_{ef} - espessura efetiva da parede

h_{ef} - altura efetiva da parede

M_{md} - momento de cálculo no meio da parede

N_{md} - sollicitação normal de cálculo no meio da parede

A equação 3.23 é utilizada para a determinação do coeficiente de segurança na região do quinto médio da parede, considerando um módulo de elasticidade fixo ($E = 1000f_k$). O coeficiente de fluência da equação 3.28 pode ser desprezado em caso de unidades cerâmicas ou de pedra natural. Esse coeficiente varia de 0,5 a 3,0, dependendo do material. Para unidades de concreto, esse valor varia entre 1,0 e 2,0, segundo a norma. Nos cálculos deste trabalho utiliza-se o valor médio 1,5, como em RABELO (2004).

Na norma da Comunidade Européia o limite da esbeltez é de 27, válido para alvenaria simples e para alvenaria armada. O índice de esbeltez é calculado da mesma forma que na norma inglesa, sendo que a determinação da espessura efetiva é idêntica ao da norma inglesa.

No cálculo da altura efetiva existem diferenças em relação à norma inglesa. O Eurocode 6 contempla a possibilidade favorável do travamento lateral das paredes na redução da altura efetiva, conforme equação 3.29, onde ρ_n é o fator de redução da altura real em função do número de travamentos da parede, com n variando de 2 (paredes travadas no topo e base) a 4 (paredes travadas nas laterais, topo e base).

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h \quad (3.29)$$

O Eurocode 6 especifica o uso de cada ρ_n da seguinte forma:

- $\rho_2=0,75$ é utilizado quando a parede for travada na base e no topo, sendo o travamento do topo realizado por pavimentos ou lajes de concreto armado com vãos para os dois lados da parede, com um apoio mínimo de $\frac{2}{3}$ da espessura da parede, mas não menor que 85 mm. Quando a excentricidade do topo da parede exceder a 0,25 vezes a espessura da parede, ρ_2 deve ser considerado igual a 1,0.

ρ_2 também deve ser considerado igual 1,0 quando o travamento do topo da parede for realizado por pavimentos ou pisos de madeira, respeitando os limites de apoios usados para lajes de concreto armado.

- Os valores de ρ_3 são especificados para paredes com travamentos no topo, base e em um dos bordos verticais; o travamento do bordo é considerado com a presença de uma parede ortogonal nessa região. As equações 3.30 e 3.31 são usadas para a determinação dos valores de ρ_3 .

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 \cdot h}{3 \cdot L} \right]^2} \cdot \rho_2 > 0,3 \quad (3.30)$$

nos casos em que $h \leq 3,5L$, sendo L a distância da face do bordo livre ao centro da parede de travamento.

$$\rho_3 = \frac{1,5L}{h} \quad (3.31)$$

nos casos em que $h > 3,5L$.

- Os valores de ρ_4 são especificados para paredes com travamentos no topo, base e nos dois bordos verticais. Esses valores são encontrados com o uso das equações 3.32 e 3.33.

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 \cdot h}{L} \right]^2} \cdot \rho_2 \quad (3.32)$$

nos casos em que $h \leq L$.

$$\rho_4 = \frac{0,5L}{h} \quad (3.33)$$

nos casos em que $h > L$.

Para a consideração do travamento dos bordos verticais, os valores de L devem respeitar as condições listadas abaixo; caso contrário, deve-se considerar apenas os travamentos de topo e base com a especificação de ρ_3 .

$L < 0,30t$ para o travamento dos dois bordos vertical;

$L < 0,15t$ para o travamento de apenas um bordo vertical.

As paredes de travamento ainda devem possuir um comprimento mínimo de $1/5$ do pé-direito e espessura mínima de 0,30 vezes a espessura efetiva da parede a ser travada, mas não inferior a 85 mm.

Quando a parede de travamento possuir aberturas, o comprimento mínimo da parede na região entre as aberturas, na interseção da parede a ser travada, deve ser admitida como apresentado na figura 3.5, sendo que a parede de travamento

ainda deve prolongar-se por uma distância mínima de $\frac{1}{5}$ do pé-direito, além de cada abertura.

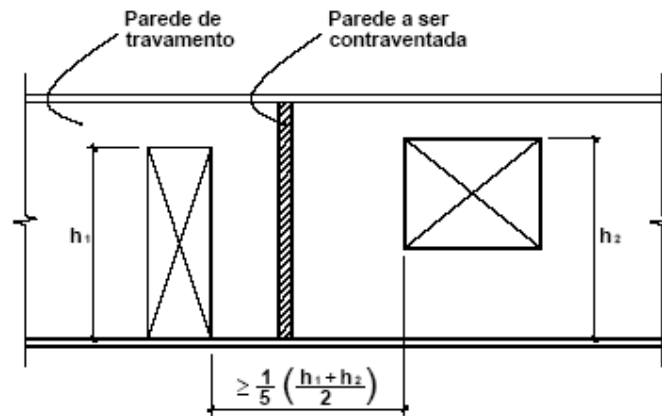


Figura 3.5 Comprimento mínimo da parede de travamento com aberturas. (EC 6:1996)

Na determinação da resistência de alvenaria, o Eurocode 6, assim como a norma britânica, permite o uso de um fator sobre a resistência de alvenaria nos casos em que a área transversal da parede for inferior a $0,1 \text{ m}^2$, conforme equação 3.34. Com a determinação da resistência de alvenaria, o dimensionamento pela norma da Comunidade Européia prossegue com a determinação da resistência característica de unidade. A determinação da resistência da unidade de alvenaria é calculada com as equações 3.35 e 3.36, respectivamente para as condições de execução com argamassa usual e argamassa de espessura fina ($< 3 \text{ mm}$).

$$f_k^{\wedge} = f_k (0,7 + 3A) \quad (3.34)$$

$$f_k = K \cdot f_b^{0,7} \cdot f_m^{0,3} \quad (3.35)$$

$$f_k = K \cdot f_b^{0,85} \quad (3.36)$$

onde:

f_k - resistência característica à compressão de alvenaria

f_k^{\wedge} - resistência característica à compressão de alvenaria reduzida

f_b - resistência normalizada da unidade à compressão

f_m - resistência média da argamassa

K - constante referente ao tipo de unidade e à espessura de argamassa

A - área transversal da parede

O Eurocode 6 adota como referência para a determinação da resistência da unidade o valor da resistência normalizada do bloco. A resistência normalizada (f_b) se refere a uma unidade com dimensões 10x10x10 cm, seca ao ar. Para unidades com dimensões diferentes adota-se um fator de conversão δ , tabelado em função da menor dimensão horizontal e da altura – tabela 3.13, permitindo-se interpolação. Para unidades saturadas (condição de ensaio), outro fator de conversão (m_c) deve ser utilizado. A equação 3.37 apresenta o cálculo da resistência normalizada (f_b) a partir da resistência da unidade fornecida pelo fabricante ($f_{b,\text{fabricante}}$) ou obtida em ensaio (NOBOA, 2007).

$$f_b = m_c \cdot f_{b,\text{fabricante}} \cdot \delta \quad (3.37)$$

Segundo RABELO (2004), na obtenção da resistência característica à compressão das unidades de alvenaria, é necessário converter a resistência normalizada em uma resistência característica à compressão através de um fator de correção. Em seu trabalho, admitiu a resistência característica igual a 85% da resistência média, adotada igual à resistência normalizada.

Tabela 3. 13 Valores de δ .

Altura da Unidade (mm)	Menor Dimensão Horizontal (mm)				
	50	100	150	200	>250
50	0,85	0,75	0,70	-	-
65	0,95	0,85	0,75	0,70	0,65
100	1,15	1,00	0,90	0,80	0,75
150	1,30	1,20	1,10	1,00	0,95
200	1,45	1,35	0,25	1,15	1,10
>250	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15

Os valores da constante K demonstram a diferença da resistência da alvenaria com a variação da espessura da argamassa na junta horizontal de assentamento. Esses valores estão apresentados na tabela 3.14. Nota-se nessa tabela a consideração de argamassa com espessura inferior a 3 mm e argamassa de baixa densidade; entretanto, usa-se geralmente apenas argamassa com espessura de 10 mm.

Nota-se que o valor de K também é função do tipo de unidade de alvenaria, sendo discriminadas em grupos que se classificam por material e volume dos vazios das unidades de alvenaria. A classificação das unidades em grupos é apresentada

na tabela 3.15. A maioria dos blocos vazados utilizados no Brasil se enquadra no grupo 2. Observa-se, ainda, que a norma européia permite o uso de unidades com furos horizontais; todavia, o uso estrutural desse tipo de bloco no Brasil é proibido, por se tratar de unidade tipicamente de vedação.

Como nas outras normas, o Eurocode também faz menção ao uso de graute, especificando resistências à compressão mínima e algumas classes de concreto para seu uso. Para os blocos preenchidos com graute e argamassa usual a norma permite que a constante K seja referente ao grupo 1. Entende-se que o ganho de resistência do bloco e a alvenaria com uso do graute deve ser verificado em ensaios, entretanto, como a norma considera a resistência na área líquida, o aumento da resistência está em consonância com o aumento dessa área.

Tabela 3. 14 Valores de K. (EC 6:1996)

Unidades de Alvenaria		Argamassa Usual	Argamassa de espessura fina ($\leq 3\text{mm}$)	Argamassa de baixa densidade	
				$600 \leq \rho \leq 700 \text{ kg/m}^3$	$700 \leq \rho \leq 1500 \text{ kg/m}^3$
Cerâmico	grupo 1	0,50	0,75	0,30	0,40
	grupo 2	0,45	0,55	0,30	0,40
	grupo 3	0,35	0,25	0,20	0,25
	grupo 4	0,30	não usada	não usada	não usada
Sílico Calcáreo	grupo 1	0,50	0,80	não usada	não usada
	grupo 2	0,45	0,55	não usada	não usada
Concreto	grupo 1	0,50	0,80	0,45	não usada
	grupo 2	0,50	0,80	0,45	não usada
	grupo 3	0,30	não usada	não usada	não usada
	grupo 4	0,30	não usada	não usada	não usada
Concreto Celular	grupo 1	0,50	0,85	0,45	não usada
Pedra Manufaturada	grupo 1	0,50	0,75	não usada	não usada
Pedra Natural	grupo 1	0,50	não usada	não usada	não usada

Tabela 3. 15 Valores de Φ_m . (EC 6:1996)

Materiais e limites das unidades de alvenaria								
	Grupo 1	Materiais	Grupo 2		Grupo 3		Grupo 4	
			Furos Verticais				Furos Horizontais	
Volume dos furos (% do volume total)	$\leq 25\%$	cerâmico	$>25\%; \leq 55\%$		$>55\%; \leq 70\%$		$\leq 70\%$	
		sílico calcáreo	$>25\%; \leq 55\%$		não usado		não usado	
		concreto	$>25\%; \leq 50\%$		$>50\%; \leq 70\%$		não usado	
Volume de um furo (% do volume total)	$\leq 12,5\%$	cerâmico	cada um dos múltiplos furos $\leq 1\%$; Conjunto $\leq 12,5\%$		cada um dos múltiplos furos $\leq 1\%$; Conjunto $\leq 12,5\%$		cada um dos múltiplos furos $\leq 8\%$; Conjunto $\leq 25\%$	
		sílico calcáreo	cada um dos múltiplos furos $\leq 15\%$; Conjunto $\leq 30\%$		não usado		não usado	
		concreto	cada um dos múltiplos furos $\leq 15\%$; Conjunto $\leq 30\%$		cada um dos múltiplos furos $\leq 1\%$; Conjunto $\leq 30\%$		cada um dos múltiplos furos $\leq 25\%$	
Espessura mínima da parede ao redor do furo (mm)	Sem requisito		grade	parede	grade	parede	grade	parede
		cerâmico	5	8	5	8	5	8
		sílico calcáreo	5	10	não aplicado		não aplicado	
		concreto	15	20	15	20	15	20
Espessura combinada entre a grade e a parede (% de largura)	Sem requisito	cerâmico	≥ 16		≥ 12		não aplicado	
		sílico calcáreo	≥ 20		não aplicado			
		concreto	≥ 20		≥ 15			

3.7 VERIFICAÇÃO DAS CARGAS VERTICAIS CONCENTRADAS

No projeto de edificações em alvenaria pode haver carregamentos concentrados nas paredes. Uma viga que serve de apoio a um bordo de laje, ou o apoio de uma escada numa parede relativamente extensa, são exemplos de carregamento concentrado.

As três normas estudadas nesse trabalho preconizam a verificação da área carregada e da região central da altura da parede de maneiras diferentes, diferenciando-se, principalmente, quanto ao ângulo de espraiamento (φ) na parede da carga concentrada, ao fator da altura ($x.h$) para a consideração da carga concentrada como carregamento distribuído e à delimitação das regiões de sobreposição das cargas. A figura 3.6 ilustra as considerações para a verificação de cargas concentradas.

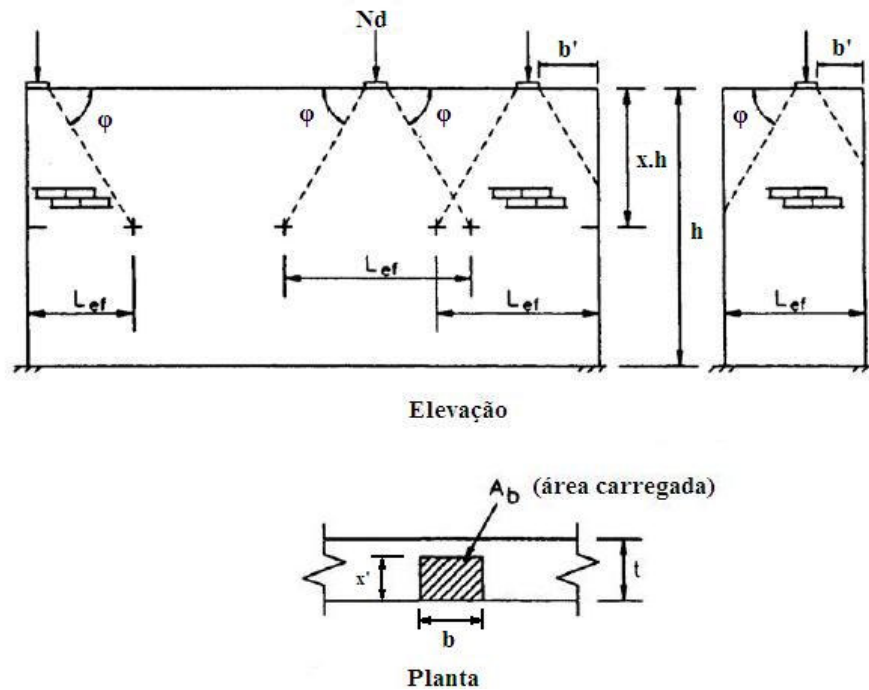


Figura 3.6 Considerações para cargas concentradas. (adaptado do EC 6:1996)

A NBR 10837:1989 considera para a verificação de cargas concentradas o ângulo de espraio de 45° e estabelece que o limite do comprimento de espraio da carga concentrada seja fornecido pela função $l_{ef} \leq b+4t$. No caso de sobreposição de cargas, a norma brasileira estabelece que o valor do comprimento efetivo deva ser o correspondente à área de sobreposição; assim $l_{ef} = l_{ef}'$. A tabela 3.16 resume as considerações da norma brasileira para a verificação da tensão máxima admissível na área de contato A_b ; caso sejam necessárias informações adicionais, a própria norma sugere o uso da norma britânica como referência.

Tabela 3. 16 Tensão admissível na área A_b . (NBR 10837:1989 adaptado de NOBOA, 2007)

x'	Tensão Máxima Admissível
$5 \text{ cm} \leq x' < \frac{1}{3} \cdot t$	$0,25f_p$
$x' = \frac{1}{3} \cdot t$	$0,375f_p$
$\frac{1}{3} \cdot t < x' < t$	interpolarm
$x' = t$	$0,25f_p$

Como na norma brasileira, a BS 5628:1992 também utiliza um ângulo ϕ de 45° e estabelece um limite para o comprimento efetivo, determinado pelo fator $0,40h$. A norma britânica verifica a tensão na área de contato considerando sua posição na superfície da parede; dessa forma, analisam-se os casos que o elemento que aplica

a carga concentrada está apoiado na direção ortogonal ou no plano da parede. A tabela 3.17 resume os limites para a verificação da tensão na área de contato A_b .

Tabela 3. 17 Verificação da tensão na área A_b . (BS 5628:1992 adaptado de NOBOA, 2007)

Apoio	Condição	Tensão Máxima Admissível
no plano da parede	$x' \geq \frac{1}{2}.t$ e $b \leq 2.t$	$1,50 f_{k,d}$
	$x' \geq \frac{1}{2}.t$ e $2.t \leq b \leq 3.t$	$1,25 f_{k,d}$
	$x' \geq \frac{1}{2}.t$ e $b > 3.t$	$1,00 f_{k,d}$
ortogonal ao plano da parede	$5,0 \text{ cm} \leq x' \leq \frac{1}{2}.t$ e $b \leq 8.t$ $x' \leq b'$ e $b' \geq x'$	$1,50 f_{k,d}$
	$\frac{1}{2}.t \leq x' \leq t$ e $b \leq 4.t$ $x' \leq b'$ e $b' \geq x'$	$1,50 f_{k,d}$
	$5,0 \text{ cm} \leq x' \leq \frac{1}{2}.t$ b e b' sem restrição	$1,25 f_{k,d}$
	$\frac{1}{2}.t \leq x' \leq t$ e $b \leq 6.t$ $x' \leq b'$ e $b' \geq x'$	$1,25 f_{k,d}$
	$\frac{1}{2}.t \leq x' \leq t$ e $b \leq 2.t$ $b' = 0$	$1,25 f_{k,d}$
	demais casos	$1,00 f_{k,d}$

O Eurocode 6 considera que o ângulo de distribuição φ é de 60° e define o valor limite de $0,50h$ para o comprimento efetivo de espraiamento da carga concentrada. No caso de sobreposição, como na norma britânica, também se deve analisar separadamente as seções de cada comprimento efetivo. A norma da Comunidade Européia apresenta a seguinte formulação para a verificação da área de aplicação da carga concentrada.

$$N_{sd,c} \leq \beta_c \cdot A_b \cdot f_{k,d} \tag{3.38}$$

$$\beta_c = (1 + 0,15a) \left(1,50 - 1,1 \cdot \frac{A_b}{A_{ef}} \right) \tag{3.39}$$

$$\therefore \begin{cases} A_b = b \cdot x' \leq 0,45 \cdot A_{ef} \\ A_{ef} = l_{ef} \cdot t \rightarrow l_{ef} \leq 2,20 \frac{A_b}{t} \\ a = \frac{2b'}{h} < 1,0 \rightarrow \begin{cases} a = 0 \rightarrow \beta_c = 1,25 \\ a \geq 1 \rightarrow \beta_c = 1,5 \end{cases} \end{cases} \tag{3.40}$$

onde:

$N_{sd,c}$ - carga concentrada de cálculo

$f_{k,d}$ - resistência de cálculo da alvenaria

β_c - coeficiente de majoração da carga concentrada

b' - distância entre a extremidade da parede à face da área de contato da carga

A_b - área de contato da área de aplicação da carga

A_{ef} - área efetiva da parede

h - altura da parede

l_{ef} - comprimento efetivo na altura média da parede

Caso a verificação da tensão de compressão na área de contato da aplicação da carga não seja satisfatória, é permitido, pelas três normas, o uso de coxim de concreto armado para a distribuição da carga concentrada, sendo uma solução comumente empregada nas edificações. A NBR 10837:1989 limita as dimensões do coxim em função da relação comprimento/altura, que não pode ser superior a 3,0. A norma britânica não faz referência sobre as dimensões do coxim, apenas especifica que a tensão máxima na base do coxim deve ser menor que $2,0 \cdot f_{k,d}$. Já o Eurocode 6 limita esta mesma tensão em $1,5 \cdot f_{k,d}$, e estabelece que o coxim deve ter a espessura da parede e altura mínima de 20 cm.

3.8 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE OS DIMENSIONAMENTOS

Além da diferença conceitual referente aos métodos de tensões admissíveis e estados limites, a principal diferença entre os dimensionamentos está na parcela referente às excentricidades. A norma brasileira é omissa neste aspecto. Além disso, a possibilidade de contemplar as especificidades relativas à qualidade da produção das unidades e da execução da obra são aspectos muito favoráveis encontrados nas formulações das normas estrangeiras.

Outra diferença importante se verifica no índice de esbeltez. Além de limites mais flexíveis, as normas internacionais ainda apresentam formulação que resulta em valores menores para a altura efetiva, conforme travamentos existentes. Para a situação típica de travamento no topo e na base, a altura efetiva é reduzida para 0,75 vezes a altura real. Destaque para os travamentos laterais previstos no Eurocode, que podem reduzir ainda mais a altura efetiva. Entretanto, como se verifica pela formulação, paredes muito esbeltas são devidamente penalizadas no dimensionamento.

Deve-se tomar muito cuidado para determinar a resistência da unidade a partir da resistência característica necessária da parede, seguindo as formulações das normas estrangeiras. As expressões são válidas para materiais dos países de origem (blocos e argamassas) e certamente devem ser adaptadas para a realidade brasileira. Como exemplo observa-se o fato de que praticamente não há diferenças no resultado do dimensionamento com os blocos de concreto e cerâmico nas normas estrangeiras. Os estudos no Brasil evidenciam que paredes com blocos de concreto são mais resistentes que as com blocos cerâmicos, para uma mesma resistência das unidades.

4. DIMENSIONAMENTO DO EXEMPLO 1

Neste capítulo se apresenta o desenvolvimento do primeiro exemplo de dimensionamento de alvenaria estrutural em edificações residenciais (assobradada), onde se destacam as diferenças entre as três normas estudadas. Nas várias simulações se contempla o uso de tipos diferentes de blocos: concreto e cerâmico, com espessuras de 14 cm e 11,5 cm.

A utilização do bloco de 11,5 cm, de concreto e cerâmico, nesse trabalho, deve-se ao seu uso em grandes empreendimentos (condomínios horizontais com edificações térreas e assobradas). Além disso, a recente alteração na norma de blocos estruturais de concreto (NBR 6136:1980) estabeleceu novas categorias de blocos estruturais, nas espessuras de 9 cm e 11,5 cm, para uso em edificações de 1 e 2 pavimentos, respectivamente. As normas de cálculo, entretanto, ainda não contemplam esta possibilidade, ao limitarem as espessuras da parede (14 cm) e do índice de esbeltez (20 – alvenaria não-armada).

Nos exemplos estudados, na ausência de registro específico, o pé-direito é de 2,80 metros. Para as paredes com blocos de concreto, com peso específico de 14 kN/m³, resulta em valores de carregamentos de 5,5 e 4,5 kN/m, para os blocos de 14 cm e 11,5 cm de espessura, respectivamente. Para os blocos cerâmicos, com peso específico de 12 kN/m³, os valores de carregamentos são 5,1 e 4,2 kN/m, respectivamente, para os blocos com espessuras de 14 e 11,5 cm. Os valores de peso específico são os utilizados em RAMALHO e CORRÊA (2003).

Neste primeiro exemplo são detalhados os procedimentos de cálculo sugeridos de cada norma, abordando as suas principais considerações. É detalhada também a composição dos carregamentos, no intuito de expor as diversas hipóteses (realizadas em todos os exemplos) sobre sua aplicação e distribuição. As tabelas onde se ilustram as composições e distribuição dos carregamentos referem-se apenas ao bloco de concreto de 14 cm de espessura.

4.1 CARACTERÍSTICAS DO EXEMPLO 1

Trata-se de uma residência de dois pavimentos, mais especificamente de um sobrado geminado, tipo de construção comum em condomínios de médio padrão, construída na cidade de São Carlos com blocos de concreto de 14 cm. Os sobrados

residenciais, freqüentemente, apresentam como característica a ocorrência de descontinuidade vertical das paredes entre o pavimento térreo e superior. Esse fato implica na existência de paredes apoiadas diretamente em lajes, ou em algum outro elemento estrutural que atue como suporte e transfira os carregamentos às paredes resistentes mais próximas. Essa peculiaridade resulta em uma situação adversa para o comportamento estrutural, aumentando os esforços solicitantes nas paredes, especialmente o momento fletor em decorrência do aumento da excentricidade das cargas. Além disso, cargas concentradas em pequenas áreas devem ser verificadas quanto ao esmagamento da região.

Os cômodos, em geral, possuem vãos livres de apoio das lajes de até 2,70 m, sendo que estas são lajes unidirecionais formadas por trilhos pré-fabricados. No dimensionamento, elementos estruturais que não sejam paredes ou pilares de alvenaria não são dimensionados.

A arquitetura da edificação utilizada como exemplo para o dimensionamento é apresentada nas figuras 4.1 e 4.2 (pavimento térreo e superior, com dimensões de vãos e aberturas). O pé direito admitido é de 2,80 m, valor comum para edificações residenciais, além de estar de acordo com o limite de esbeltez da NBR10837:1989. A arquitetura prevê a existência de sacadas (pequenas lajes em balanço) nos dormitórios; elas são admitidas como extensão das lajes de piso.

A divisão e a nomenclatura das paredes estruturais para os pavimentos superior e térreo estão ilustradas na figuras 4.3 à figura 4.4. Nessas figuras se mostram também algumas paredes não estruturais, empregando-se numeração diferenciada. A forma de distribuição dos carregamentos das lajes, para o pavimento térreo e superior, é representada nas figuras 4.5 a 4.6. Em todas estas figuras, as paredes estão representadas apenas para a espessura de 14 cm; para os blocos de 11,5 cm fazem-se apenas as alterações necessárias dos carregamentos.

O dimensionamento das edificações é realizado seguindo-se basicamente as etapas abaixo:

- estudo do projeto arquitetônico;
- definição dos elementos estruturais;
- definição dos carregamentos;
- cálculo dos esforços solicitantes;
- determinação das resistências necessárias dos elementos estruturais;
- estimativa da resistência de bloco.

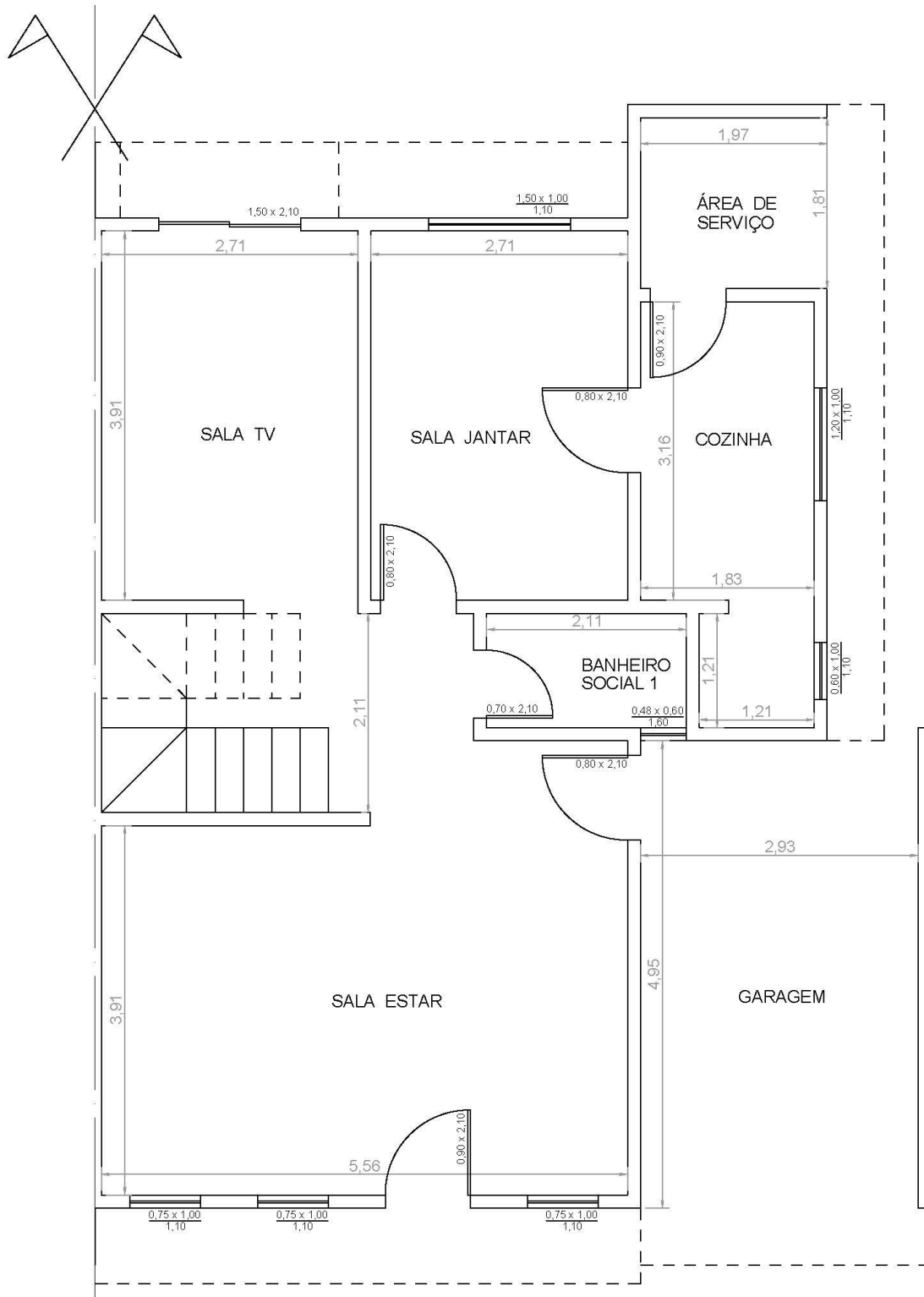


Figura 4. 1 Planta Pavimento Térreo.

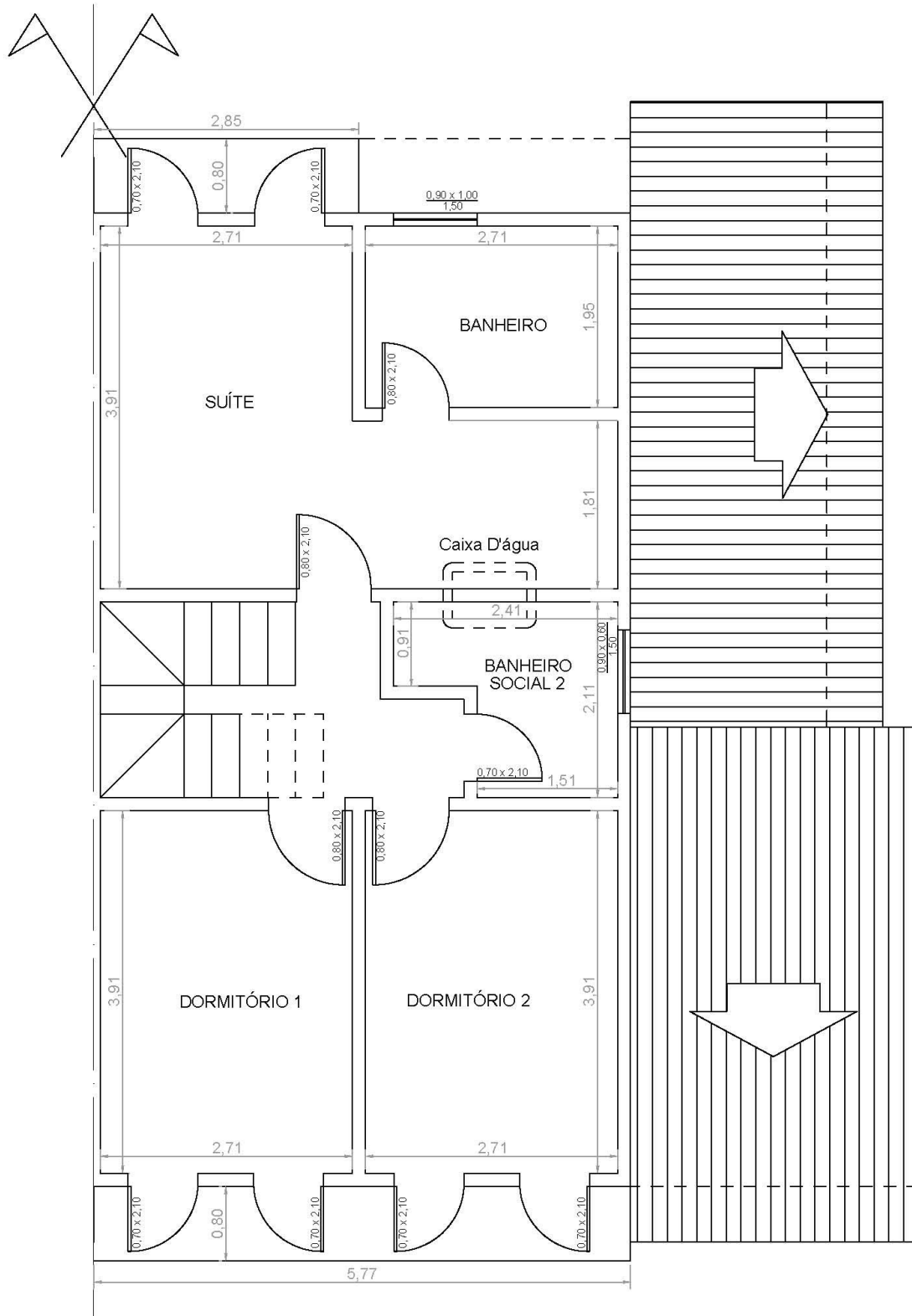


Figura 4. 2 Planta Pavimento Superior.

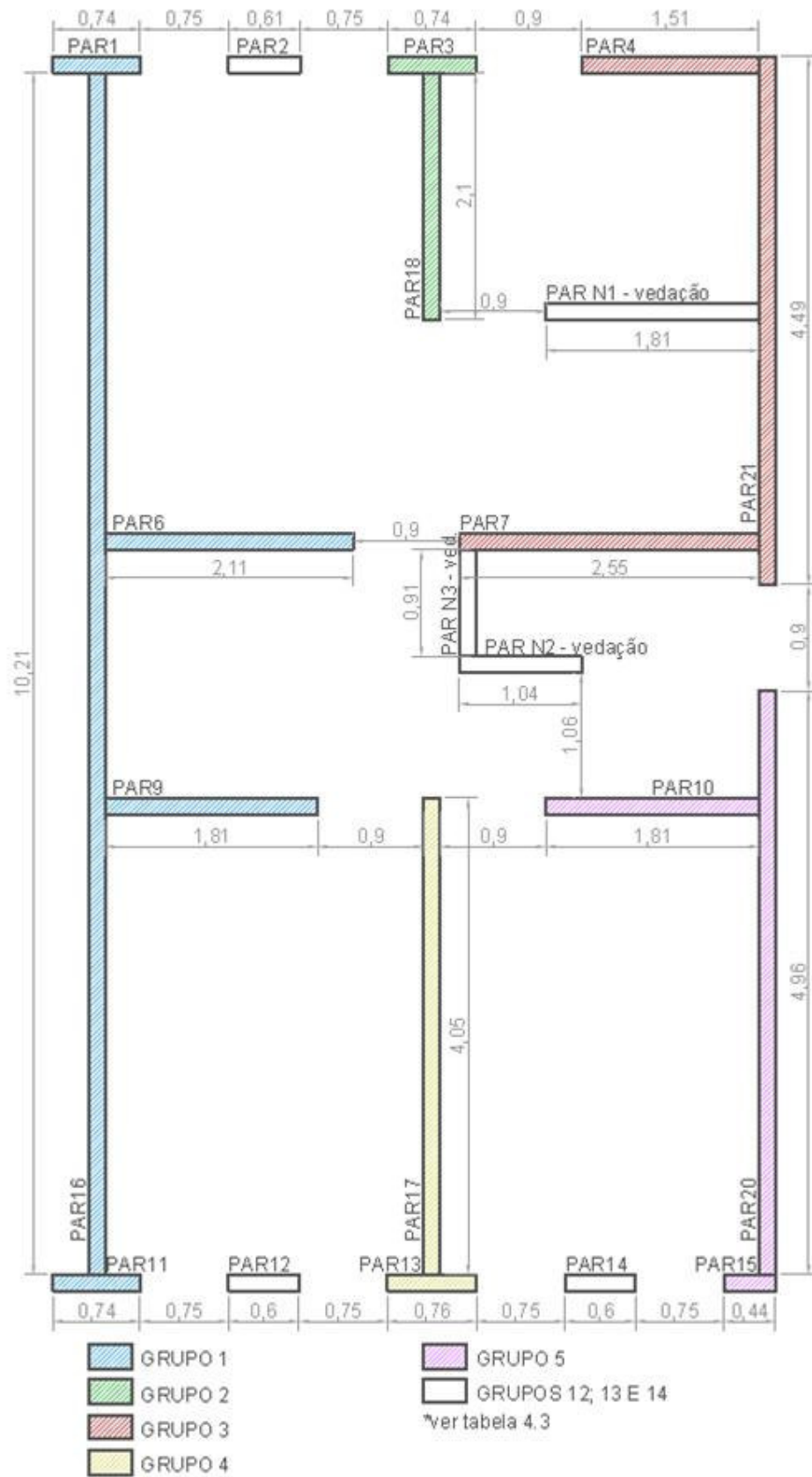


Figura 4. 3 Separação das paredes em grupos isolados, Pavimento Superior.

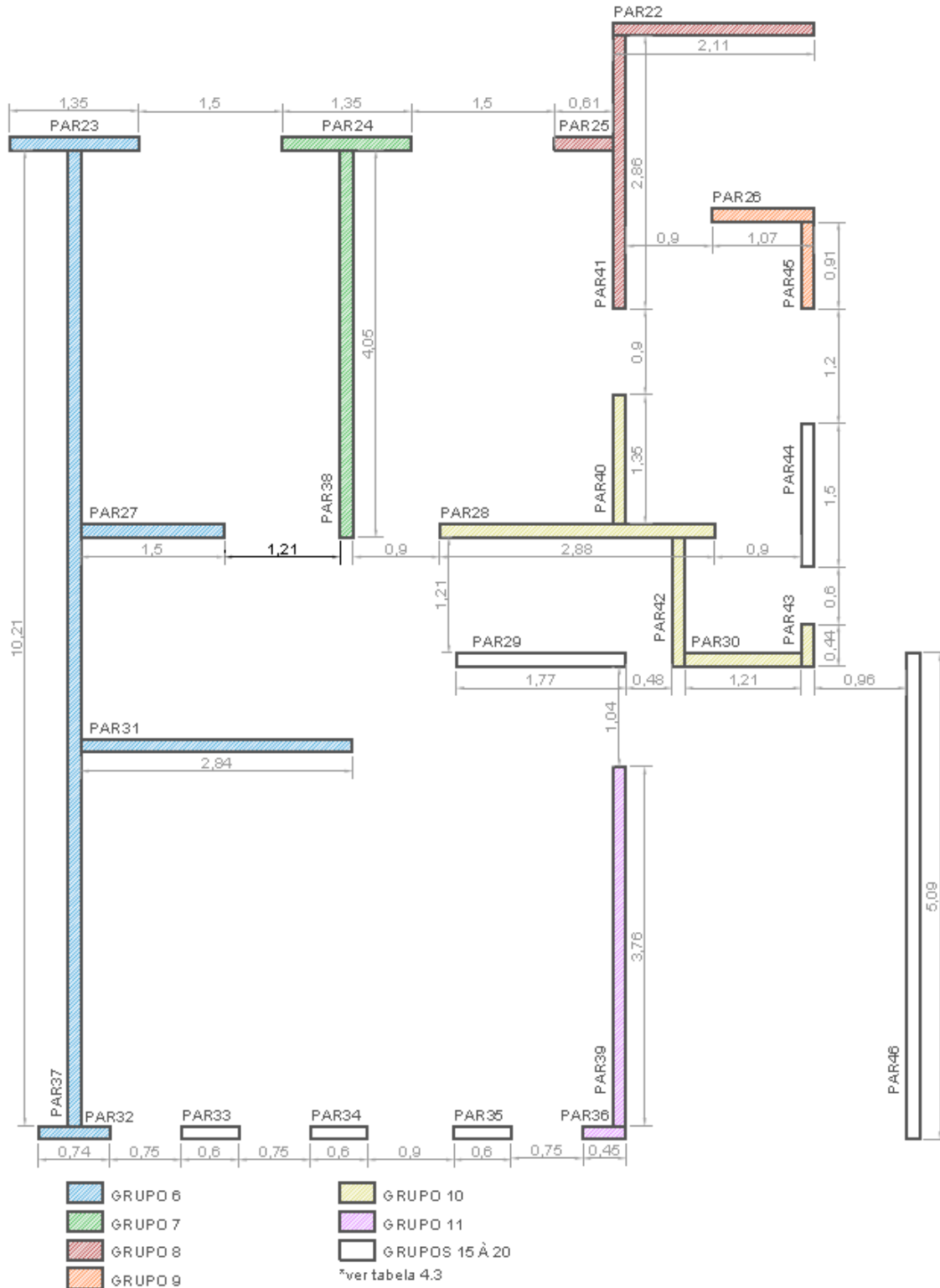


Figura 4. 4 Separação das paredes em grupos isolados, Pavimento Térreo.

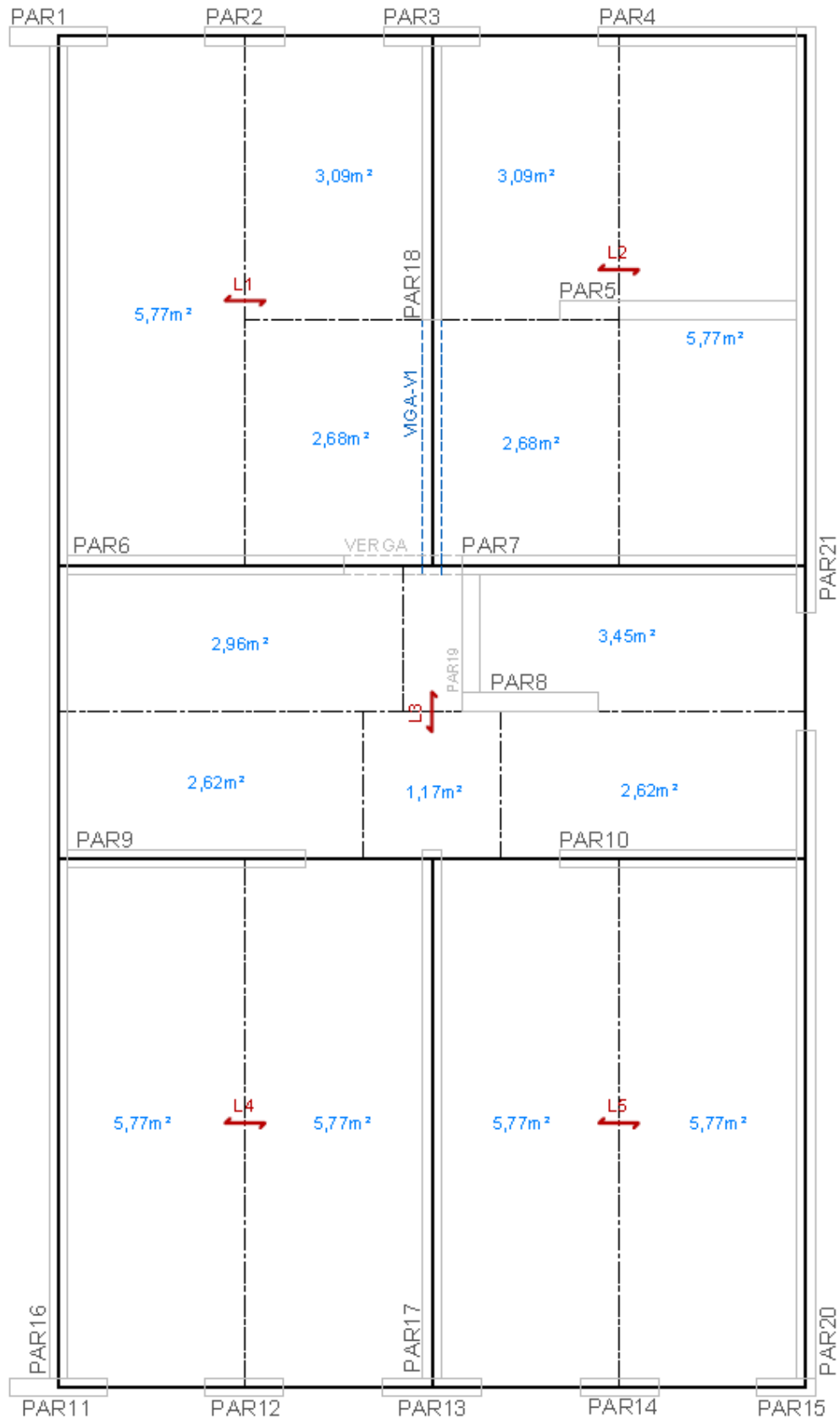


Figura 4. 5 Especificação da região de apoio das lajes, Pavimento Superior.

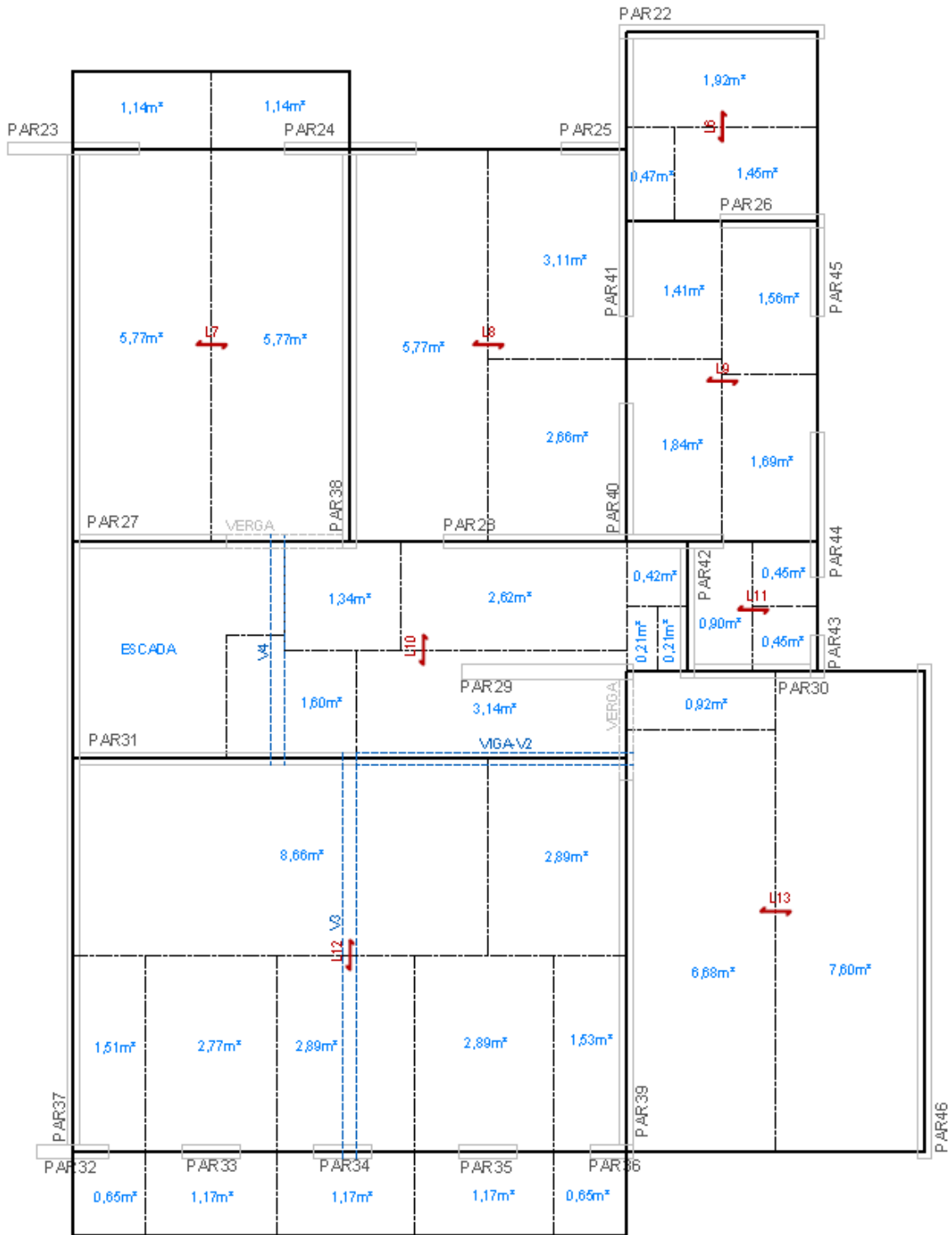


Figura 4. 6 Especificação da região de apoio das lajes, Pavimento Térreo.

4.2 CARREGAMENTOS

Na identificação dos elementos estruturais são admitidas as seguintes composições dos carregamentos, que são utilizadas em todas as simulações desse trabalho.

4.2.1 LAJES

Como definido anteriormente, as lajes são constituídas de nervuras pré-fabricadas com enchimento de blocos cerâmicos e capa moldada no local. As espessuras totais são de 16 cm (laje de piso) e 12 cm (laje de cobertura). Nas lajes do pavimento térreo, são consideradas como de piso apenas as que se situam dentro da região assobradada. Sendo assim, as regiões onde se encontram a cozinha, área de serviço e garagem são consideradas como lajes de cobertura. Quanto ao carregamento, essa laje recebe cargas somente do telhado, considerado com estrutura de madeira e cobertura de telha cerâmica do tipo romana.

A estrutura do telhado é admitida como “pontaleteada” (a estrutura das terças é apoiada em pontaletes, prática comum em edificações residenciais dessa região). Nesse trabalho não é especificado um carregamento do beiral diretamente sobre as paredes. Admite-se esse beiral apenas como um prolongamento da estrutura do telhado, considerando todo o carregamento dessa estrutura distribuída uniformemente pelas lajes de cobertura, sem determinação de reações de apoio em regiões específicas. Essa simplificação é adotada porque se acredita ser um comportamento próximo do real para esse tipo de telhado.

A composição do carregamento das lajes de piso e de cobertura está apresentada em detalhes na tabela 4.1, mostrada mais adiante.

4.2.2 ESCADA

A escada (ilustrada na figura 4.2) é de concreto armado, construída *in loco*. No dimensionamento, a escada é admitida como uma laje, cujo carregamento é distribuído da seguinte maneira: 50% do carregamento dessa laje é apoiado na região central da parede PAR 37; 25% é apoiado em uma estrutura de fundação (não detalhada) e os outros 25%, apoiados em uma pequena viga (V4). O carregamento dessa viga é distribuído na parede PAR 31 e na região entre as paredes PAR 27 e PAR 38, através de uma verga, conforme esquema da figura 4.6.

Detalhes da composição do carregamento da escada estão apresentados na tabela 4.1. A escada apresenta uma área de projeção de 4,33 m², determinando-se dessa forma o carregamento a ser distribuído conforme comentado.

4.2.3 VIGAS

Alguns painéis de laje não possuem paredes em todo o seu contorno. Nestes casos, foram posicionadas algumas vigas de apoio para os bordos livres. Duas delas, além de servirem de apoio para as lajes, também funcionam como suporte para paredes do pavimento superior que não possuem continuidade com paredes do pavimento térreo.

As vigas foram denominadas de V1, V2, V3 e V4 e a composição de seus carregamentos se encontra na tabela 4.2. A viga V1 está no pavimento de cobertura; as demais, nas lajes de piso. Pode-se admitir a viga V3 como invertida, sendo mero detalhe estético para o pavimento térreo. Isso é arquitetonicamente possível, e admite-se parte da viga na base da parede PAR 17.

O carregamento da viga V1 distribui-se nas paredes PAR 6, PAR 7 e PAR 18; a viga V2 apóia-se nas paredes PAR 29, PAR 31 e PAR 39; a viga V3 apóia-se nas paredes PAR 31 e PAR 34; e a viga V4, da escada, conforme descrito anteriormente. Todas as vigas são consideradas bi-apoiadas. A composição dos carregamentos e as dimensões dessas vigas são ilustradas na tabela 4.2.

Tabela 4. 1 Composição do Carregamento das lajes e escada.

Elemento	Carregamento	Carga (kN/m ²)	TOTAL (kN/m ²)
Laje de cobertura	laje treliçada H12 (8+4)	2,00	3,50
	revestimento de forro e=1,5 cm	0,30	
	telhado	0,70	
	sobrecarga acidental	0,50	
Laje de piso	laje treliçada H16 (12+4)	2,50	5,60
	revestimento de forro e=1,5 cm	0,30	
	regularização de piso e=5,0 cm	1,00	
	revestimento de piso	0,30	
	sobrecarga acidental	1,50	
Escada	peso próprio (h=25 cm)	6,25	9,25
	revestimento de forro e=1,5 cm	0,30	
	regularização de piso e=2,0 cm	0,40	
	revestimento de piso	0,30	
	sobrecarga acidental	2,00	

Tabela 4. 2 Composição do carregamento das vigas para paredes de bloco de concreto.

Elemento	Carregamento	Carga (kN)	TOTAL (kN)
V1	peso próprio (2,10x0,20x0,14)m ³	1,47	20,23
	2 x 2,68 m ² de laje de cobertura	18,76	
V2	peso próprio (3,00x0,30x0,14)m ³	3,15	41,18
	3,14 m ² de laje de piso	17,58	
	carregamento da PAR 10	20,45	
V3	peso próprio (4,20x0,40x0,14)m ³	5,88	138,46
	2 x 5,77 m ² de laje de piso	64,62	
	carregamento da PAR 17	67,96	
V4	peso próprio (2,39x0,25x0,14)m ³	2,09	12,33
	carregamento da escada	10,24	

*é utilizado, nos dimensionamentos desse trabalho, peso específico do concreto igual à 25 kN/m³.

4.2.4 CAIXA D'ÁGUA

O carregamento devido à caixa d'água foi adotado igual a 10 kN, distribuído totalmente sobre a parede PAR 7. Na execução, geralmente a caixa d'água é elevada em relação à laje para garantir pressão no chuveiro. O detalhamento dessa estrutura de apoio da caixa d'água também não é apresentado nesse trabalho. Entende-se que existem formas construtivas desse apoio que permita a distribuição do carregamento como especificado nos exemplos. O posicionamento da caixa d'água pode ser visto na figura 4.2.

4.2.5 VERGAS

Nas vergas é realizada a mesma consideração das vigas, ou seja, são consideradas bi-apoiadas nas paredes. O carregamento das vergas é composto pela parcela de alvenaria à qual está fornecendo suporte, e seus comprimentos de cálculo limitam-se ao vão das aberturas para a instalação dos caixilhos.

Como as vergas consideradas nos dimensionamentos da alvenaria são as situadas sobre a parte superior das aberturas dos caixilhos, admite-se nesse trabalho que estas estão a uma altura padrão de 2,10 m; assim, a altura da parcela de parede apoiada nessa verga é admitida com 0,70 m para o pé-direito de 2,80 m., variando-se apenas sua extensão, a espessura e o material dos blocos. Os valores das cargas devido às vergas se encontram nas tabelas 4.4 e 4.5, apresentadas no item 4.2.7. Registra-se que as vergas devem ser dimensionadas à flexão. Entretanto, nesse trabalho não são realizadas tais verificações.

4.2.6 PAREDES

Algumas paredes são admitidas como não estruturais, supondo-se que se destinem para a passagem de instalações hidráulicas (passagem de tubulações de água e esgoto).

As paredes desse exemplo são numeradas de PAR 1 a PAR 43, sendo 18 paredes do pavimento superior e 25 do pavimento térreo. Algumas pequenas extensões de paredes foram desprezadas para o dimensionamento; em todos os casos correspondem a pequenas extensões da alvenaria na região de portas (espaletas ou bonecas).

Como já comentado, algumas paredes do pavimento superior não são contínuas com paredes do pavimento térreo. Em alguns casos (lajes de pequenos vãos) elas se apóiam diretamente nas lajes; em outros, em vigas de apoio. Para a primeira situação, como solução para a distribuição desses carregamentos, admite-se que a carga proveniente destas paredes seja distribuída sobre as paredes térreas mais próximas, respeitando o sentido do apoio das lajes que dita o sentido dessa distribuição, assemelhando-se esse carregamento a uma sobrecarga numa faixa dessa laje, como se explica a seguir.

Por exemplo, a parede PAR N1 não é estrutural e está apoiada diretamente na laje. Parcelas do seu carregamento são distribuídas diretamente na parede PAR 38 e na região entre as paredes PAR 40 e PAR 41, onde há uma verga para a distribuição desse carregamento. Essa simplificação é demonstrada na figura 4.7.

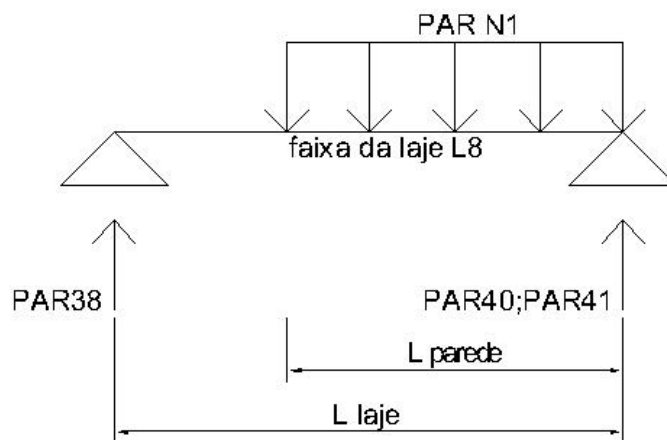


Figura 4. 7 Distribuição do carregamento da parede PAR N1.

As paredes PAR N2 e PAR N3 também não são estruturais e seus carregamentos são distribuídos entre as paredes PAR 28 e PAR 29 analogamente à forma descrita anteriormente para a parede PAR N1. Essa nomenclatura foi adotada

no lugar das paredes PAR 5, PAR 8 e PAR19, pois normalmente não é usual numerar paredes de vedação. As paredes PAR 10 e PAR 17 são estruturais e aplicam seus carregamentos nas vigas V2 e V3, respectivamente.

A parede PAR 2 se encontra apoiada na região entre as paredes PAR 23 e PAR 24, sobre uma verga, que distribui este carregamento para estas paredes.

Outra situação comum nos sobrado é a existência de continuidade parcial entre as paredes de pavimentos diferentes, ou seja, a projeção da parede superior não coincide com a inferior, extrapolando seus limites. Isso ocorre para as paredes PAR 4, PAR 6 e PAR 7, apoiadas sobre as paredes PAR 25, PAR 27 e PAR 28, respectivamente. Admite-se a parcela do carregamento da parede superior que não coincide com a do pavimento inferior seja distribuída pelas vergas entre as paredes adjacentes. Dessa forma, uma parcela das ações da parede PAR 4 é aplicada na parede PAR 25 e outra parcela na parede PAR 24.

Por último, descreve-se a hipótese do carregamento das sacadas. São solicitadas as paredes PAR 23, PAR 24, PAR 32, PAR 33, PAR 34, PAR 35 e PAR 36. Os carregamentos das sacadas sobre as paredes são aplicados como nas demais lajes, admitindo-se uma distribuição por área de influência, visualizada na figura 4.6.

A composição dos carregamentos das paredes do pavimento térreo e superior está apresentada na tabela 4.5 e na tabela 4.4, respectivamente. Entre os carregamentos solicitantes das paredes, os provenientes da ação das lajes são obtidos pela divisão destas por áreas de influência, como ilustrado nas figuras 4.5 e 4.6. Dessa maneira se consegue maior precisão na distribuição dos carregamentos nas paredes.

4.2.7 DIMENSIONAMENTO

Como já mencionado, nas tabelas 4.4 e 4.5 é demonstrado o carregamento de paredes de blocos de concreto com 14 cm de espessura. Não se apresentam estes valores para o bloco cerâmico, nem para a outra espessura. Entretanto, as diferenças podem ser vistas na distribuição dos carregamentos, ilustrada nas figuras 4.8 e 4.9.

Alteram-se, basicamente, apenas as cargas devido ao peso próprio das paredes, vergas e vigas. São admitidas vigas de concreto armado, com espessura igual a da largura das paredes. Algumas destas vigas também têm o carregamento

atuante alterado, quando trabalham como apoio das paredes. As cargas de lajes, caixa d'água e escada são as mesmas em todos os dimensionamentos desse primeiro exemplo.

Outro aspecto importante sobre os carregamentos é a consideração da interação entre paredes. Nos exemplos que se apresentam, além das paredes isoladas, estudam-se os resultados devido à consideração da interação total das paredes de um grupo. A separação das paredes em grupos é visualizada nas figuras 4.3 e 4.4, identificados por cores diferentes. O resumo dos dados sobre os grupos está na tabela 4.3. Nessa tabela estão incluídas as paredes isoladas que formam um grupo; nesse exemplo, há 9 paredes isoladas que formam os grupos identificados de G12 à G20. A mesma consideração é realizada no outro exemplo do trabalho.

Tabela 4. 3 Composição dos grupos de paredes.

GRUPO	PAREDES	Comprimento (m)
G1	PAR 1, PAR 6, PAR 9, PAR 11, PAR16	19,51
G2	PAR 3, PAR 18	2,84
G3	PAR 4, PAR 7, PAR 21	8,51
G4	PAR 13, PAR17	4,79
G5	PAR 15, PAR 10, PAR 20	7,20
G6	PAR 23, PAR 27, PAR 31, PAR 32, PAR 37	18,89
G7	PAR 24, PAR 38	5,40
G8	PAR 22, PAR 25, PAR 41	3,89
G9	PAR 26, PAR 45	1,94
G10	PAR 28, PAR 30, PAR 40, PAR 42, PAR 43	6,89
G11	PAR 36, PAR 39	4,18
G12 à G20	PAR2, PAR12, PAR 14, PAR29, PAR 33,PAR34, PAR 35, PAR44, PAR46	*

*cada parede forma um grupo isolado, onde a extensão desse grupo é o comprimento da parede que o compõem.

Tabela 4. 4 Definição dos carregamentos das paredes do pavimento superior.

Elemento	Comp. (m)	Lajes	Vigas	Vergas	Outras Cargas	Peso Próprio	TOTAL (kN)	TOTAL Distr. (kN/m)
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)		
PAR 1	0,75	0,00	0,00	1,03	0,00	4,12	5,15	6,86
PAR 2	0,60	0,00	0,00	1,03	0,00	3,29	4,32	7,20
PAR 3	0,75	0,00	0,00	1,13	0,00	4,12	5,25	7,00
PAR 4	1,51	0,00	0,00	0,62	0,00	8,29	8,90	5,90
PAR N1		Parede não estrutural						
PAR 6	2,11	10,36	5,06	0,62	0,00	11,58	27,62	13,09
PAR 7	2,55	12,08	5,06	0,62	10,00	13,99	41,75	16,37
PAR N2		Parede não estrutural						
PAR 9	1,81	9,17	0,00	0,62	0,00	9,93	19,72	10,90
PAR 10	1,81	9,17	0,00	1,34	0,00	9,93	20,45	11,30
PAR 11	0,75	0,00	0,00	1,03	0,00	4,12	5,15	6,86
PAR 12	0,60	0,00	0,00	1,03	0,00	3,29	4,32	7,20
PAR 13	0,75	0,00	0,00	1,03	0,00	4,12	5,15	6,86
PAR 14	0,60	0,00	0,00	1,03	0,00	3,29	4,32	7,20
PAR 15	0,44	0,00	0,00	0,51	0,00	2,41	2,93	6,66
PAR 16	10,21	80,78	0,00	0,00	0,00	56,03	136,81	13,40
PAR 17	4,05	44,50	0,00	1,23	0,00	22,23	67,96	16,78
PAR 18	2,10	21,64	10,15	0,62	2,56	11,52	46,49	22,14
PAR N3		Parede não estrutural						
PAR 20	4,96	20,20	0,00	0,62	0,00	27,22	48,04	9,69
PAR 21	4,49	20,20	0,00	0,62	0,00	24,64	45,46	10,12
TOTAL (%)		228,10	20,27	14,72	12,56	224,13	499,78	
		45,64	4,06	2,95	2,51	44,85	100,00	

Tabela 4. 5 Definição dos carregamentos das paredes do pavimento térreo.

Elemento	Comp. (m)	Lajes	Vigas	Vergas	Paredes	Outras Cargas	Peso Próprio	TOTAL	TOTAL Distr.
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN/m)
PAR 22	2,11	6,72	0,00	0,00	0,00	0,00	11,58	18,30	8,67
PAR 23	1,35	12,77	0,00	2,06	7,31	0,00	7,41	29,54	21,88
PAR 24	1,35	6,38	0,00	2,06	11,86	0,00	7,41	27,71	20,52
PAR 25	0,61	0,00	0,00	1,03	4,45	0,00	3,35	8,83	14,47
PAR 26	1,07	5,08	0,00	0,62	0,00	0,00	5,87	11,57	10,81
PAR 27	1,50	0,00	0,00	0,83	27,62	2,56	8,23	39,24	26,16
PAR 28	2,88	16,14	0,00	2,06	47,49	0,00	15,81	81,50	28,30
PAR 29	1,77	3,96	0,00	1,87	5,74	0,00	9,71	21,29	12,03
PAR 30	1,21	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	6,64	6,64	5,49
PAR 31	2,84	41,27	73,67	0,00	19,72	5,12	15,59	155,37	54,71
PAR 32	0,75	27,66	0,00	1,03	5,15	0,00	4,12	37,95	50,60
PAR 33	0,60	26,04	0,00	1,03	4,32	0,00	3,29	34,68	57,81
PAR 34	0,60	26,93	36,92	1,13	5,15	0,00	3,29	73,42	122,37
PAR 35	0,60	26,93	0,00	1,13	4,32	0,00	3,29	35,68	59,46
PAR 36	0,45	14,31	0,00	0,51	2,93	0,00	2,47	20,22	44,94
PAR 37	10,21	64,62	0,00	0,00	136,81	20,49	56,03	277,95	27,22
PAR 38	4,05	72,12	0,00	1,45	51,77	0,00	22,23	147,56	36,43
PAR 39	3,76	23,38	36,75	0,71	48,04	0,00	20,63	129,52	34,45
PAR 40	1,35	21,34	0,00	0,62	25,37	0,00	7,41	54,73	40,54
PAR 41	2,86	23,99	0,00	1,23	25,37	0,00	15,70	66,29	23,18
PAR 42	1,35	3,89	0,00	0,33	0,00	0,00	7,41	11,63	8,61
PAR 43	0,44	1,58	0,00	1,07	0,00	0,00	2,41	5,06	11,51
PAR 44	1,50	7,49	0,00	1,23	0,00	0,00	8,23	16,96	11,30
PAR 45	0,91	5,46	0,00	0,82	0,00	0,00	4,99	11,28	12,39
PAR 46	5,09	26,60	0,00	0,66	0,00	0,00	27,93	55,19	10,84
TOTAL		464,66	147,34	23,50	433,41	28,17	281,04	1378,11	
(%)		33,72	10,69	1,70	31,45	2,04	20,39	100,00	

Nas tabelas 4.4 e 4.5 as colunas denominadas como “*Outras Cargas*” referem-se aos carregamentos devido à caixa d’água e escada. Esses carregamentos são pequenos quando comparados com o peso próprio das paredes. O peso próprio das paredes vale aproximadamente 50% do carregamento no pavimento superior. Esse valor diminui para 25%, ou menos, para as paredes do pavimento térreo. Isso se deve ao fato da maior parte da solicitação ser proveniente dos carregamentos das paredes do pavimento superior e laje.

A figura 4.8 apresenta os valores dos carregamentos das paredes com blocos de concreto e cerâmico, de espessuras de 14 cm. Verifica-se que os valores são muito próximos.

Na figura 4.9 faz-se uma comparação entre os tipos de distribuição dos carregamentos. Com o fato observado na figura 4.8 (a diferença entre os

carregamentos dos blocos de concreto e cerâmico é insignificante), mostra-se apenas um gráfico, representativo para os dois tipos de bloco.

Nota-se, na análise desse gráfico, que a consideração dos grupos pouco favorece o dimensionamento, ao contrário do esperado. Os gráficos são muito parecidos, havendo apenas algumas diferenças pontuais mais significativas. Observa-se que a distribuição do carregamento em grupos de paredes às vezes implica em cargas maiores nas paredes, como no caso da parede PAR 43, onde a tensão é praticamente o dobro. Mas isso ocorre sempre em paredes menos carregadas.

Assim, as paredes mais críticas desse exemplo estão nessa condição em ambas as considerações de distribuição. Quase sempre se referem a paredes de pequena extensão, geralmente isoladas. Para melhorar este comportamento seria importante alteração na arquitetura, de modo a evitar tantas paredes isoladas.

Nesses dois gráficos, verifica-se também a magnitude das solicitações das paredes nesse exemplo. Em sua grande parte, as tensões variam entre 0,05 MPa e 0,2 MPa. Para estes casos, muito provavelmente elas podem ser atendidas com blocos de resistência mínima de 4,5 MPa. Para um grupo de 9 paredes, os valores se situam entre 0,2 e 0,4 MPa; e, apenas para uma parede (PAR34), o valor da tensão atuante é muito superior, da ordem de 0,85 MPa. Esta é uma parede muito crítica, em situação muito desfavorável (isolada, com grande carregamento – viga com parede em cima).

A PAR 34 é solicitada por uma viga que suporta os carregamentos provenientes da parede PAR 17 (parede extensa do pavimento superior), além de resistir ao seu peso próprio e ao carregamento oriundo da parede PAR 13, também do pavimento superior. Além disso, ela tem pequena extensão, apenas 60 cm.

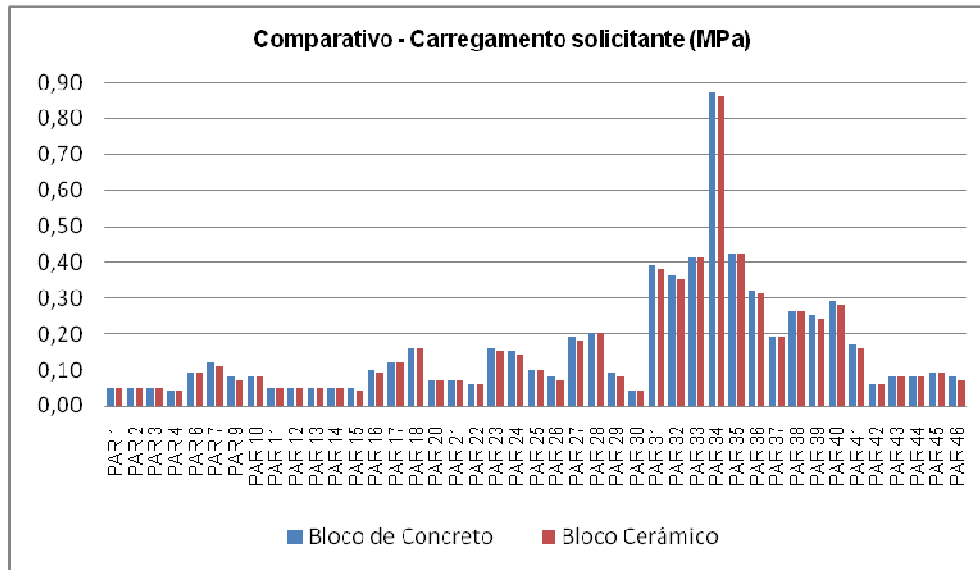


Figura 4. 8 Valores dos carregamentos das paredes considerando blocos de concreto e cerâmico.

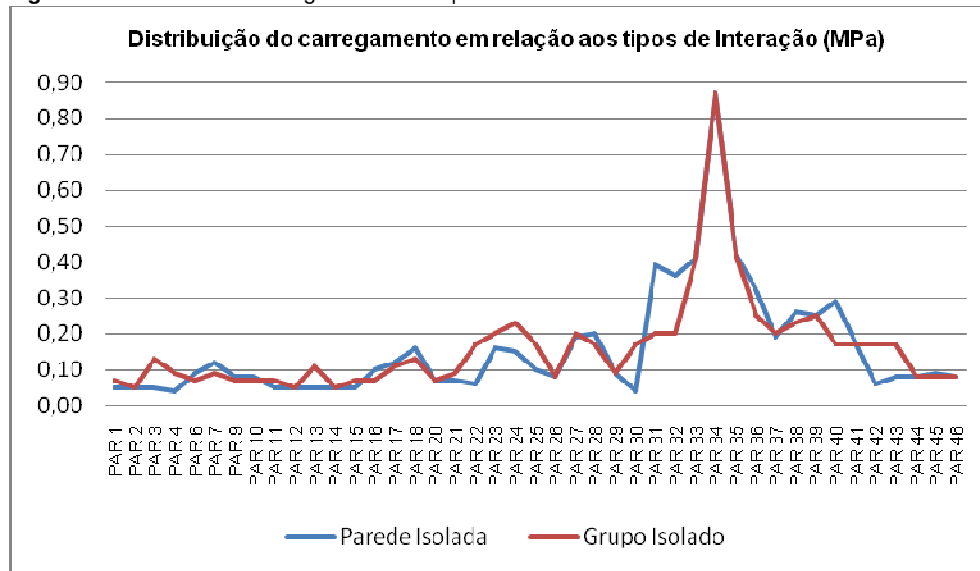


Figura 4. 9 Comparação entre a distribuição dos carregamentos em paredes isoladas e em grupos.

Já na parede PAR 37 atua um carregamento elevado; no entanto, devido à sua grande extensão, a tensão é baixa, conforme ilustrado na figura 4.8.

Como se trata de um sobrado geminado, a parede PAR 37, divisa das edificações, recebe carregamento simétrico em relação ao seu eixo longitudinal, fator muito favorável em relação aos efeitos das excentricidades, considerados pela BS e EC.

A seguir, demonstram-se os procedimentos de cálculo utilizados na obtenção das resistências das alvenarias e de prisma, além da estimativa da resistência dos blocos dos elementos estruturais de algumas paredes desse primeiro exemplo. Os elementos selecionados para detalhar o dimensionamento são as paredes: PAR 31,

PAR 34, PAR 40 e PAR 42. Posteriormente, resultados para todas as paredes são mostrados em tabelas e gráficos

Essas paredes se encontram em situações que permitem a exploração de considerações diferenciadas dos dimensionamentos das normas: estão sujeitas a grandes solicitações e/ou carregamentos de grande excentricidade; possuem disposição tal que permite a consideração da existência de travamentos dos bordos verticais, previsto pela norma do comitê europeu; ou também, possuem dimensão que possibilite o cálculo como pilar, prescrito pelas normas brasileira e britânica.

O dimensionamento é detalhado apenas para a situação de paredes isoladas, pois a única diferença está nos valores utilizados para os carregamentos, que variam conforme a distribuição do tipo de interação utilizada, não incidindo em alterações dos procedimentos de cálculo sugeridos das normas.

Dados comuns às quatro paredes, como altura, espessura e peso específico do bloco são apresentados logo abaixo. Os dados referentes aos carregamentos das paredes são retirados da tabela 4.5.

$$h_{real} - 2,80 \text{ m}$$

$$t_{real} - 0,14 \text{ m}$$

$$\text{Blocos de concreto} - \gamma = 14 \text{ kN/m}^3$$

PAR 31

$$\text{Comprimento} - 2,84 \text{ m}$$

$$\text{Carregamento sem peso próprio} - 139,78 \text{ kN}$$

$$\text{Peso Próprio} - 15,59 \text{ kN}$$

PAR 34

$$\text{Comprimento} - 0,60 \text{ m}$$

$$\text{Carregamento sem peso próprio} - 70,13 \text{ kN}$$

$$\text{Peso Próprio} - 3,29 \text{ kN}$$

PAR 40

$$\text{Comprimento} - 1,35 \text{ m}$$

$$\text{Carregamento sem peso próprio} - 47,32 \text{ kN}$$

$$\text{Peso Próprio} - 7,41 \text{ kN}$$

PAR 42

Comprimento – 1,35 m

Carregamento sem peso próprio – 4,22 kN

Peso Próprio – 7,41 kN

Antes de se iniciar os cálculos, esclarece-se que um parâmetro comum as três normas é a especificação da espessura efetiva. Nas edificações estudadas é utilizada a espessura do bloco sem revestimentos. Como não há a presença de enrijecedores em parede alguma, a espessura efetiva é especificada igual à do bloco.

O elemento PAR 34, devido à sua extensão, é dimensionado como pilar de acordo com os preceitos da NBR 10387:1989. As diferenças de cada dimensionamento na obtenção de parâmetros, como a altura efetiva, são demonstradas oportunamente. Em todos os exemplos, no dimensionamento pela norma brasileira, os elementos estruturais com até 70 cm de comprimento são considerados como pilares nos casos de possuírem espessura efetiva de 14 cm. Ao se estudar o bloco de 11,5 cm, são considerados como pilares os elementos com até 57,5 cm de extensão.

Nos dimensionamentos pela norma britânica são evidenciados como pilares os elementos com comprimento igual ou inferior a 56 cm para espessura efetiva de 14 cm, e igual ou inferior a 46 cm para os blocos de 11,5 cm de espessura.

4.2.8 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A NBR10837:1989

Conforme já comentado, as normas possuem modos diferentes para a especificação da altura efetiva. Na norma brasileira, essa altura é igual à altura real do elemento para a situação em estudo (paredes e pilares travados na base e topo).

$$h_{ef} = 2,80 \text{ m}$$

$$t_{ef} = 0,14 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{2,80}{0,14} = 20 \rightarrow ok!$$

Para o uso de blocos de concreto, a esbeltez encontrada está de acordo com as especificações da NBR (limitada em 20 para alvenaria estrutural não-armada). A

seguir é demonstrada a determinação da resistência de prisma com o uso das fórmulas utilizadas para paredes e pilares.

➤ **PAR 31**

$$\bar{f}_{alv.c} = 0,20 f_p \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40 t_{ef}} \right)^3 \right] = \frac{139,78 + 15,59}{2,84 * 0,14 * 1000} = 0,20 f_p \left[1 - \left(\frac{2,80}{40 * 0,14} \right)^3 \right]$$

$$f_p = 2,23 MPa$$

➤ **PAR 34**

$$\bar{f}_{alv.c} = 0,18 f_p \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40 t_{ef}} \right)^3 \right] = \frac{70,13 + 3,29}{0,60 * 0,14 * 1000} = 0,18 f_p \left[1 - \left(\frac{2,80}{40 * 0,14} \right)^3 \right]$$

$$f_p = 5,55 MPa$$

➤ **PAR 40**

$$\bar{f}_{alv.c} = 0,20 f_p \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40 t_{ef}} \right)^3 \right] = \frac{47,32 + 7,41}{1,35 * 0,14 * 1000} = 0,20 f_p \left[1 - \left(\frac{2,80}{40 * 0,14} \right)^3 \right]$$

$$f_p = 1,65 MPa$$

➤ **PAR 42**

$$\bar{f}_{alv.c} = 0,20 f_p \left[1 - \left(\frac{h_{ef}}{40 t_{ef}} \right)^3 \right] = \frac{4,22 + 7,41}{1,35 * 0,14 * 1000} = 0,20 f_p \left[1 - \left(\frac{2,80}{40 * 0,14} \right)^3 \right]$$

$$f_p = 0,35 MPa$$

A estimativa da resistência de bloco, como visto nos capítulos 1 e 2, é feita num primeiro instante (projeto), através de fatores de eficiência empíricos para a relação de resistência do prisma e do bloco. Num segundo momento (obra), estes valores devem ser confirmados por ensaios.

Para exemplificar a determinação da resistência de bloco escolheu-se apenas uma parede dentre as calculadas (PAR 34), adotando-se valores de eficiência de 0,7 e 0,8 (blocos de concreto).

$$f_{bk} = \frac{f_p}{\eta} = \frac{5,55}{0,7} = 7,93 \text{MPa}$$

$$f_{bk} = \frac{f_p}{\eta} = \frac{5,55}{0,8} = 6,94 \text{MPa}$$

O valor da estimativa da resistência de bloco pode ser reduzido considerando-se a utilização do grauteamento. Como a norma brasileira especifica que a resistência do graute deve ser no mínimo igual à resistência da área líquida do bloco, considera-se a possibilidade de se dobrar a resistência do prisma com o grauteamento total do elemento. Assim, poder-se-ia utilizar um bloco de resistência igual a 4,0 ou 3,5 MPa, conforme o uso dos valores de eficiência de 0,7 e 0,8, respectivamente.

4.2.9 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO A BS 5628:1992.

A norma inglesa permite utilizar uma altura efetiva de 75% para paredes com travamentos no topo e base, exceto para pilares. A determinação da altura e espessura efetivas e a verificação da esbeltez estão demonstradas a abaixo:

$$h_{ef} = h_{real} \cdot \rho = 2,80 \cdot 0,75 = 2,10 \text{ m}$$

$$t_{ef} = 0,14 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{2,10}{0,14} = 15 < 27 \rightarrow \text{ok!}$$

➤ PAR 31

Devem ser calculadas as excentricidades nas regiões do topo, base e central do elemento, além da excentricidade acidental. A excentricidade na base da parede é de 0,05t, mínima da norma. Os valores de carregamento utilizados na obtenção da excentricidade no topo foram obtidos com o auxílio das figuras 4.5 e 4.6 e das tabelas 4.1, 4.2 e 4.5.

Região do topo:

$$e_t = e_x = \frac{|C_2 - C_3| \cdot \left(\frac{t}{3}\right)}{C_1 + C_2 + C_3} = \frac{(66,59 - 8,96) \frac{t}{3}}{56,47 + 69,23 + 14,08} = 0,132t$$

Região do quinto médio:

$$e_a = t \left[\frac{1}{2400} \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2 - 0,015 \right] = t \left[\frac{1}{2400} \left(\frac{2,10}{0,14} \right)^2 - 0,015 \right] = 0,079t$$

$$e_m \geq \begin{cases} 0,6e_x + e_a = 0,6 * 0,132t + 0,079t = 0,16t \\ e_x = 0,132t \\ 0,05t \end{cases} \quad \therefore e_m = 0,16t$$

Região da base:

$$e_b = 0,05t$$

Com os valores de e_m ; e_x ; $0,05t$ (correspondentes às excentricidades na região central, topo e base, respectivamente) e de λ da tabela 2.4 do capítulo 2, obtém-se valores do coeficiente β . Os valores encontrados para esta parede são: 0,71; 0,76 e 0,86; que correspondem às excentricidades anteriores, na mesma ordem. Não se pode concluir pela região mais crítica somente pela análise do fator de redução β , pois o carregamento aumenta do topo para a base. Assim, devem-se verificar todas as regiões para achar a mais crítica.

Com o coeficiente de redução da resistência β calculado, determina-se a resistência de alvenaria. Nesta etapa há uma diferença importante. O dimensionamento é feito pelo método dos estados limites últimos. Portanto, empregam-se coeficientes de majoração do carregamento ($\gamma_G=1,4$); e de minoração da resistência ($\gamma_m=3,5$). O uso de apenas um coeficiente (γ_G) na combinação de ações é uma simplificação dos cálculos. Como as ações acidentais sobre as edificações estudadas são muito pequenas, essa simplificação não altera significativamente os resultados.

O coeficiente γ_m é obtido da tabela 3.3. O valor usado para esse coeficiente está em conformidade com os tipos de controle de fabricação e execução verificadas na alvenaria estrutural nacional.

Na tabela 4.6 é apresentado o dimensionamento nas três regiões principais da parede. Observa-se que para essa parede a situação mais crítica ocorre na região central, onde o valor de excentricidade é maior.

Os valores do carregamento empregados no equacionamento foram adotados conforme se explica a seguir. No topo do elemento utilizou-se todo o carregamento existente sobre essa região (lajes e paredes do pavimento acima). Na área central da parede acrescenta-se, como simplificação, o valor de metade do carregamento

do peso próprio e o carregamento de eventuais vergas. E na base utiliza-se todo o carregamento atuante sobre a parede.

As considerações a respeito dos valores de γ_G e dos carregamentos nas três regiões da parede são aplicadas em todas as simulações. Os cálculos que resultaram os valores da tabela 4.6 são realizados com a equação 4.1 da norma britânica.

$$f_s \cdot \gamma_f = \frac{\beta \cdot f_k}{\gamma_m} \quad (4.1)$$

Tabela 4. 6 Dimensionamento da resistência de alvenaria pela BS 5628:1992 para a parede PAR 31.

Região do topo	Região do quinto médio	Região da base
$\frac{139,78}{2,84 * 0,14 * 1000} * 1,4 = \frac{0,76}{3,5} f_k$ $f_k = 2,26MPa$	$\frac{139,78 + \frac{15,59}{2}}{2,84 * 0,14 * 1000} * 1,4 = \frac{0,71}{3,5} f_k$ $f_k = 2,56MPa$	$\frac{139,78 + 15,59}{2,84 * 0,14 * 1000} * 1,4 = \frac{0,86}{3,5} f_k$ $f_k = 2,23MPa$

➤ **PAR 34**

Esta parede está quase no limite para ser calculada como pilar. Caso isso ocorresse, não se poderia reduzir a sua altura efetiva.

$$t_{ef} \cdot 4 = 0,14 \cdot 4 = 0,56 < l = 0,60 \text{ m} \rightarrow \text{calcula-se como parede}$$

$$h_{ef} = h_{real} \cdot \rho = 2,80 \cdot 0,75 = 2,10 \text{ m}$$

$$t_{ef} = 0,14 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{2,10}{0,14} = 15 \rightarrow \text{ok!}$$

Região do topo:

$$e_t = e_x = \frac{C_2 \left(\frac{t}{6} \right)}{C_1 + C_2} = \frac{(57,30) \frac{t}{6}}{11,70 + 57,30} = 0,138t$$

Região do quinto médio:

$$e_a = t \left[\frac{1}{2400} \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2 - 0,015 \right] = t \left[\frac{1}{2400} \left(\frac{2,10}{0,14} \right)^2 - 0,015 \right] = 0,079t$$

$$e_m \geq \begin{cases} 0,6e_x + e_a = 0,6 * 0,138t + 0,079t = 0,162t \\ e_x = 0,138t \\ 0,05t \end{cases} \quad \therefore e_m = 0,162t$$

Região da base:

$$e_b = 0,05t$$

Nessa parede o cálculo das excentricidades de topo foi feito de forma diferente. As equações 2.14 e 2.15 contemplam, respectivamente, as situações de uma laje apoiada em um dos lados do elemento e de duas lajes apoiadas em cada lado do elemento, como ilustrado na figura 2.2. No cálculo da excentricidade de topo da parede PAR 34 verifica-se que há lajes apoiadas nos dois lados do elemento. Entretanto, uma das lajes é muito pequena em relação à outra e nessa situação a formulação não fornece o resultado esperado. A excentricidade calculada é muito maior do que a calculada com a hipótese de haver apenas o carregamento da laje maior (o que parece equivocado), como se mostra a seguir.

$$e_t = e_x = \frac{|C_2 - C_3| \cdot \left(\frac{t}{3}\right)}{C_1 + C_2 + C_3} = \frac{|6,55 - 57,30| \frac{t}{3}}{5,15 + 6,55 + 57,30} = 0,245t > 0,138t$$

onde:

- C_1 – é o carregamento centrado, proveniente da parede PAR13;
- C_2 – é o carregamento excêntrico da região em balanço da laje 12;
- C_3 – é uma parcela do carregamento excêntrico da viga V3 e da laje L12.

Assim, adotou-se a equação 2.14 (laje apoiada em um lado), considerando-se que o carregamento da menor laje está aplicado na região central da seção transversal, mantendo-se o carregamento maior (laje mais viga) aplicado na região a 1/6 da espessura do bloco da face da parede. Essa hipótese garante um resultado mais coerente. Outras paredes se enquadram na mesma situação da parede PAR 34; são elas: a PAR 23, PAR 24, PAR 32, PAR 33, PAR 35 e PAR 36. Nas demais paredes com lajes nos dois lados, a excentricidade foi calculada como descrito no parágrafo anterior, com a equação 2.15.

Como feito para a parede PAR 31, utilizam-se os valores das excentricidades e de λ da tabela 2.4 para a especificação de β , obtendo-se os seguintes valores: 0,71; 0,74 e 0,86; respectivamente para a região central da parede, do topo e da base.

Os resultados do dimensionamento das três regiões são apresentados na tabela 4.7, com o uso da equação 4.1, utilizada também nas tabelas 4.8 e 4.9. Novamente, o resultado foi mais crítico na região central da parede.

Tabela 4. 7 Dimensionamento da resistência de alvenaria pela BS 5628:1992 para a parede PAR 34.

Região do topo	Região do quinto médio	Região da base
$\frac{69}{0,60 * 0,14 * 1000} * 1,4 = \frac{0,74}{3,5} f_k$ $f_k = 5,43MPa$	$\frac{70,13 + \frac{3,29}{2}}{0,60 * 0,14 * 1000} * 1,4 = \frac{0,71}{3,5} f_k$ $f_k = 5,89MPa$	$\frac{70,13 + 3,29}{0,60 * 0,14 * 1000} * 1,4 = \frac{0,86}{3,5} f_k$ $f_k = 4,98MPa$

A norma inglesa permite a diminuição da resistência de alvenaria quando a seção transversal do elemento for menor que 0,2 m², multiplicando-se o valor obtido por um fator redutor. A obtenção da nova resistência de alvenaria é demonstrada a seguir:

$$A = l.t_{ef} = 0,60 * 0,14 = 0,08m^2 < A_t = 0,2m^2$$

$$\therefore f_k' = f_k (0,7 + 1,5A) = 5,89 * (0,7 + 1,5 * 0,08) = 4,87MPa$$

➤ **PAR 40**

O procedimento é análogo. Os resultados estão na tabela 4.8.

Região do topo:

$$e_t = e_x = \frac{|C_2 - C_3| \left(\frac{t}{3}\right)}{C_1 + C_2 + C_3} = \frac{(14,90 - 6,44) \frac{t}{3}}{25,37 + 14,90 + 6,44} = 0,06t$$

Região do quinto médio

$$e_a = t \left[\frac{1}{2400} \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2 - 0,015 \right] = t \left[\frac{1}{2400} \left(\frac{2,10}{0,14} \right)^2 - 0,015 \right] = 0,079t$$

$$e_m \geq \begin{cases} 0,6e_x + e_a = 0,6 * 0,06t + 0,079t = 0,12t \\ e_x = 0,06t \\ 0,05t \end{cases} \therefore e_m = 0,12t$$

Região da Base:

$$e_b = 0,05t$$

Os respectivos valores de β para o topo, base e meio da parede são: 0,85; 0,86 e 0,77.

Tabela 4. 8 Dimensionamento da resistência de alvenaria pela BS 5628:1992 para a parede PAR 40.

Região do topo	Região do quinto médio	Região da base
$\frac{46,71}{1,35 * 0,14 * 1000} * 1,4 = \frac{0,85}{3,5} f_k$ $f_k = 1,42MPa$	$\frac{47,32 + \frac{7,41}{2}}{1,35 * 0,14 * 1000} * 1,4 = \frac{0,77}{3,5} f_k$ $f_k = 1,72MPa$	$\frac{47,32 + 7,41}{1,35 * 0,14 * 1000} * 1,4 = \frac{0,86}{3,5} f_k$ $f_k = 1,65MPa$

➤ **PAR 42**

Região do topo:

$$e_t = e_x = \frac{|C_2 - C_3| \left(\frac{t}{3}\right)}{C_1 + C_2 + C_3} = \frac{(3,15 - 0,74) \frac{t}{3}}{0 + 3,15 + 0,74} = 0,207t$$

Região do quinto médio:

$$e_a = t \left[\frac{1}{2400} \left(\frac{h_{ef}}{t_{ef}} \right)^2 - 0,015 \right] = t \left[\frac{1}{2400} \left(\frac{2,10}{0,14} \right)^2 - 0,015 \right] = 0,079t$$

$$e_m \geq \begin{cases} 0,6e_x + e_a = 0,6 * 0,207t + 0,079t = 0,203t \\ e_x = 0,207t \\ 0,05t \end{cases} \quad \therefore e_m = 0,207t$$

Região da base:

$$e_b = 0,05t$$

Os respectivos valores de β para o topo, base e meio da parede são: 0,64; 0,86 e 0,64.

Tabela 4. 9 Dimensionamento da resistência de alvenaria pela BS 5628:1992 para a parede PAR 42.

Região do topo	Região do quinto médio	Região da base
$\frac{3,89}{1,35 * 0,14 * 1000} * 1,4 = \frac{0,64}{3,5} f_k$ $f_k = 0,16MPa$	$\frac{4,22 + \frac{7,41}{2}}{1,35 * 0,14 * 1000} * 1,4 = \frac{0,64}{3,5} f_k$ $f_k = 0,32MPa$	$\frac{4,22 + 7,41}{1,35 * 0,14 * 1000} * 1,4 = \frac{0,86}{3,5} f_k$ $f_k = 0,35MPa$

De forma teórica, a especificação do valor característico de resistência da unidade é obtida a partir do valor de resistência característica da alvenaria f_k , do tipo de argamassa, do tipo de material e da relação geométrica da unidade usada. Com

esses dados pode-se obter, pelas tabelas 3.5 a 3.8 do capítulo 3, a resistência necessária de bloco.

Para ilustração, são selecionados os elementos PAR 31 e PAR 34 para mostrar este procedimento. Para o elemento PAR 34, consideram-se resistências de argamassa igual a 11; 4,5 e 2,5 MPa, pertencentes, respectivamente, ao tipo I, II e III, presentes na tabela 3.9. Esse elemento possui pequena extensão, apenas 60 cm, e por estar isolado encontra-se numa situação mais desfavorável, requerendo atenção especial na adoção de alguma solução, como o uso de argamassas mais fortes ou grauteamento para se obter ganho de resistência na alvenaria.

Como a parede PAR 31 resultou uma resistência de alvenaria relativamente pequena, será usado apenas uma resistência de argamassa de 2,5 MPa, misturada em obra (argamassas do tipo III da tabela 3.9).

Supondo que o bloco seja vazado de concreto, de 14 cm de espessura e 19 cm de altura, e interpolando os valores de tabela, obtém-se a resistência de bloco.

Para a parede PAR 34, de pequena extensão e f_k elevado (4,87 MPa), supõe-se o uso de graute. A norma permite a analogia de blocos vazados de concreto preenchidos com graute como se fossem blocos sólidos. Ou seja, para essa situação, pode-se utilizar a tabela 3.8 com interpolação com a tabela 3.6 para a especificação da resistência de bloco. Os resultados obtidos destas simulações são:

PAR 31 – $f_{bk} = 3,34$ MPa (bloco vazado e argamassa III)

PAR 34 – $f_{bk} = 8,0$ MPa (bloco vazado e argamassa I)

PAR 34 – $f_{bk} = 10,0$ MPa (bloco vazado e argamassa III)

PAR 34 – $f_{bk} = 7,0$ MPa (bloco grauteado e com argamassa II ou III)

Nos resultados da parede PAR 34, observa-se a influência da resistência da argamassa. Com uma argamassa de 11,0 MPa o ganho de resistência é de 25% em relação ao uso de uma argamassa de 2,5 MPa. Com o uso do graute, a resistência de bloco necessária é a mesma para os dois tipos de argamassas, segundo interpolação das tabelas da BS. Observa-se que a redução da resistência do bloco diminuiu pouco, isso devido à relação geométrica (altura/espessura) ser menor à da tabela 3.8. Na norma inglesa, para os blocos grauteados com relação altura/espessura entre 2 e 4, o graute proporciona um ganho de resistência próximo de 100% para blocos com até 7 MPa de resistência à compressão.

Ressalta-se que o valor encontrado na interpolação se refere à área bruta de um bloco maciço, assim, para os blocos do Brasil, o bloco de 4,5 MPa, 100% grauteado, se comportaria como um bloco de 9,0 MPa, solucionando a necessidade da parede PAR34, com o tipo de argamassa usada.

4.2.10 DIMENSIONAMENTO SEGUNDO O EUROCODE 6:1996.

Apresentam-se os procedimentos do Eurocode para as mesmas paredes utilizadas nas normas anteriores.

➤ **PAR 31**

A especificação da altura efetiva pelo Eurocode depende do tipo de travamento da parede. A ligação entre duas paredes transversais pode ser entendida como um travamento lateral. Assim, além dos travamentos de base e topo, decorrentes das fundações e lajes de piso, pode se considerar o travamento da parede também pelo bordo vertical. No caso da parede PAR 31, a ligação com a PAR 37 pode funcionar como um travamento lateral, pois o movimento nessa região é limitado.

Para que a parede PAR 31 seja considerada travada nessa região, devem ser atendidos os limites descritos no capítulo 3. Na formulação mostrada a seguir, o valor de L corresponde ao comprimento da face do bordo livre até o centro da parede que promove o travamento. Esse comprimento deve atender ao limite de 15 vezes à espessura da parede enrijecida, no caso, a PAR 31. Caso não seja atendido, não se considera o travamento do bordo vertical.

O travamento desse bordo também é desconsiderado caso a parede que promove o travamento tenha extensão pequena ($l_{travamento}$ inferior a $1/5$ do pé-direito) e/ou espessura ($t_{travamento}$) inferior a 0,3 vezes a espessura da parede enrijecida. Abaixo se mostram estes cálculos, destacando-se a determinação do valor de ρ .

Travamentos = 3 (2 referentes à base e topo e 1 do bordo vertical – ligação com a parede PAR 37, ver figura 4.6);

$t_{travamento} = 0,14 \text{ m} \rightarrow \text{ok!}$ (a parede PAR 37 deve ter espessura $> 0,30t$ da PAR 31);

$l_{travamento} = 10,21 \text{ m} \rightarrow \text{ok!}$ (a parede PAR 37 deve ter comprimento $> h_{real} / 5$);

$L = 2,91 \text{ m} > 15 \cdot 0,14 = 2,10 \text{ m} \rightarrow \text{não ok!}$ (a parede PAR 31 deve ter comprimento $> 15t$)

∴ então admite-se apenas 2 travamentos (topo e base, o índice 2 do fator ρ indica o número de travamentos) $\rightarrow \rho_2 = 0,75$

$$h_{ef} = h_{real} \cdot \rho_2 = 2,80 * 0,75 = 2,10 \text{ m}$$

$$t_{ef} = 0,14 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{2,10}{0,14} = 15 < 27 \rightarrow ok!$$

Para a norma do Comitê Europeu, também se determinam excentricidades em três regiões do elemento: topo, base e central, conforme se apresenta a seguir.

Excentricidade no topo da parede:

O cálculo desta excentricidade e_x segundo o Eurocode é mais complexo, a partir dos momentos fletores nas paredes e lajes. Pressupõe uma ligação parcialmente engastada da parede na laje, detalhe não usual no Brasil. Assim, o valor de e_x para o topo foi calculado com o mesma simplificação da norma inglesa, já que as lajes podem ser consideradas bi-apoiadas. A excentricidade accidental é especificada como um percentual da espessura, segundo o EC 6:1996.

$$e_x = 0,132t$$

$$e_a = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{210}{450} = 0,47 \text{ cm} \rightarrow e_a = 0,033t$$

$$e_t = \frac{M_{td}}{N_{td}} + e_{ht} + e_a = e_x + e_a = 0,132t + 0,033t = 0,165t$$

Excentricidade na região central da parede:

Para a região central (também quinto médio) da parede utiliza-se o carregamento referente a essa região, análogo ao dimensionamento realizado com a norma inglesa. Nota-se que a determinação da excentricidade na região central da parede é diferenciada das demais, pois há a consideração da fluência do material do bloco. Essa parcela é utilizada apenas nas situações de uso de blocos de concreto. A norma permite a sua não consideração quando a esbeltez λ for inferior a 15 e/ou o material da unidade de alvenaria for de cerâmica ou pedra natural. O valor do

coeficiente de fluência ϕ_∞ utilizado é igual a 1,5, que é um valor médio para blocos de concreto.

$$e_m = \frac{M_{md}}{N_{md}} + e_{hm} + e_a \approx 0,6e_x + e_a = 0,6 * 0,132t + 0,033t = 0,112t$$

$$e_k = 0,002\phi_\infty \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \cdot \sqrt{t \cdot e_m} = 0,002 * 1,5 * \frac{2,10}{0,14} * \sqrt{t * 0,112t} = 0,015t$$

$$e_{mk} = e_m + e_k = 0,112t + 0,015t = 0,127t$$

Excentricidade na base da parede:

Na base da parede o procedimento é semelhante ao realizado para o topo, sendo análogo à simplificação da BS.

$$e_b = \frac{M_{bd}}{N_{bd}} + e_{hb} + e_a = 0 + 0 + e_a = 0,033t \left. \right\} \geq 0,05t$$

Com os valores das excentricidades da parede obtém-se os coeficientes de minoração da resistência Φ_i . Os coeficientes Φ_t , Φ_b e Φ_m correspondem aos valores nas regiões do topo, base e central, respectivamente. O cálculo é feito conforme formulação mostrada no capítulo 3. A obtenção do valor de Φ_m pode ser também através da tabela 3.12, por interpolação linear.

$$\Phi_t = \left[1 - 2 \frac{e_t}{t} \right] = 1 - 2 * \frac{0,165t}{t} = 0,67$$

$$\Phi_b = \left[1 - 2 \frac{e_b}{t} \right] = 1 - 2 * \frac{0,05t}{t} = 0,90$$

$$\Phi_m = A_1 \cdot e^{\frac{u^2}{2}} = \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} \right) e^{-\frac{\left(\frac{\frac{h_{ef}}{t_{ef}} - 2}{23 - 37 \cdot \frac{e_{mk}}{t}} \right)^2}{2}} = \left[1 - 2 * \frac{0,127t}{t} \right] e^{-\frac{\left(\frac{\frac{2,10}{0,14} - 2}{23 - 37 \cdot \left(\frac{0,127t}{t} \right)} \right)^2}{2}} = 0,58$$

De forma análoga à BS 5628:1992, é realizada a verificação da resistência de alvenaria f_k nas três regiões da parede para a determinação da mais crítica. O valor do coeficiente de segurança aplicado ao carregamento é o mesmo do usado no dimensionamento das paredes com a BS.

O valor do coeficiente de segurança γ_m , referente ao tipo de controle de fabricação e execução dos blocos e da alvenaria, é retirado da tabela 3.10. Na determinação desse coeficiente, para os exemplos desse trabalho, admite-se que os blocos sejam unidades de alvenaria da classe IB; e que a classe de execução da alvenaria seja a 5. Mostram-se na tabela 4.10 os resultados do dimensionamento da resistência de alvenaria nas regiões especificadas, a partir da equação 4.2.

$$f_s \cdot \gamma_f = \frac{\Phi_{i,m} \cdot f_k}{\gamma_m} \quad (4.2)$$

Tabela 4. 10 Dimensionamento da resistência de alvenaria pelo Eurocode 6 para a parede PAR 31.

Região do topo	Região do quinto médio	Região da base
$\frac{139,78}{2,84 * 0,14 * 1000} * 1,4 = \frac{0,67}{2,7} f_k$ $f_k = 1,98MPa$	$\frac{139,78 + \frac{15,59}{2}}{2,84 * 0,14 * 1000} * 1,4 = \frac{0,58}{2,7} f_k$ $f_k = 2,41MPa$	$\frac{139,78 + 15,59}{2,84 * 0,14 * 1000} * 1,4 = \frac{0,90}{2,7} f_k$ $f_k = 1,64MPa$

➤ PAR 34

O Eurocode não faz menção sobre a consideração de paredes como pilares, conforme a relação entre espessura e o comprimento do elemento. No dimensionamento a especificação da altura efetiva é mais simples nessa parede. Sendo um elemento isolado, sem ligação direta com outros, o número de travamentos é igual a 2.

Travamentos = 2 (base e topo) $\therefore \rho_2 = 0,75$

$h_{ef} = h_{real} \cdot \rho_2 = 2,80 * 0,75 = 2,10 \text{ m}$

$t_{ef} = 0,14 \text{ m}$

$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{2,10}{0,14} = 15$

Excentricidade no topo da parede:

$$e_x = 0,138t$$

$$e_a = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{210}{450} = 0,47cm \rightarrow e_a = 0,033t$$

$$e_t = e_x + e_a = 0,138t + 0,033t = 0,171t$$

Excentricidade na região central da parede:

$$e_m = 0,6e_x + e_a = 0,6 * 0,138t + 0,033t = 0,116t$$

$$e_{mk} = e_m + e_k = 0,116t + \left(0,002 * 1,5 * \frac{2,10}{0,14} * \sqrt{t * 0,116t} \right) = 0,133t$$

Excentricidade na base da parede:

$$e_b = 0,05t$$

Com os valores das excentricidades da parede obtêm-se os coeficientes Φ_i . Na tabela 4.11 se resumem os dados do dimensionamento da alvenaria, com o uso da equação 4.2.

$$\Phi_t = \left[1 - 2 \frac{e_t}{t} \right] = 1 - 2 * \frac{0,171t}{t} = 0,66$$

$$\Phi_b = \left[1 - 2 \frac{e_b}{t} \right] = 1 - 2 * \frac{0,05t}{t} = 0,90$$

$$\Phi_m = \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} \right) e^{-\frac{\left(\frac{\frac{h_{ef}}{t} - 2}{23 - 37 \cdot \frac{e_{mk}}{t}} \right)^2}{2}} = \left[1 - 2 * \frac{0,133t}{t} \right] e^{-\frac{\left(\frac{\frac{2,10}{0,14} - 2}{23 - 37 \left(\frac{0,133t}{t} \right)} \right)^2}{2}} = 0,57$$

Tabela 4. 11 Dimensionamento da resistência de alvenaria pelo Eurocode 6 para a parede PAR 34.

Região do topo	Região do quinto médio	Região da base
$\frac{69}{0,60 * 0,14 * 1000} * 1,4 = \frac{0,66}{2,7} f_k$ $f_k = 4,70MPa$	$\frac{70,13 + \frac{3,29}{2}}{0,60 * 0,14 * 1000} * 1,4 = \frac{0,57}{2,7} f_k$ $f_k = 5,77MPa$	$\frac{70,13 + 3,29}{0,60 * 0,14 * 1000} * 1,4 = \frac{0,90}{2,7} f_k$ $f_k = 3,71MPa$

Conforme demonstrado no capítulo 3, no EC 6:1996 também se pode minorar a resistência de alvenaria quando a área transversal do elemento for pequena:

$$A_t = 0,08 \text{ m}^2 < 0,1 \text{ m}^2$$

pode-se minorar a resistência:

$$\therefore f_k' = f_k (0,7 + 3A) = 5,77 * (0,7 + 3 * 0,08) = 5,42 \text{ MPa}$$

➤ PAR 40

Assim como ocorreu com a PAR 31, a parede PAR 40 também pode ter um travamento adicional, exercido pela parede PAR28, conforme verificação mostrada a seguir.

Travamentos = 3

$$t_{\text{travamento}} = 0,14 \text{ cm} \rightarrow \text{ok!}$$

$$l_{\text{travamento}} = 2,88 \text{ m} \rightarrow \text{ok!}$$

$$L = 1,42 \text{ m} \rightarrow \text{ok!}$$

Assim, o travamento promovido pela parede PAR 28 é eficiente. Calcula-se o valor de ρ_3 utilizando o valor de $\rho_2 = 0,75$

$$h_{\text{real}} \leq 3,5L = 3,5 * 1,42 = 4,97$$

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 \cdot h_{\text{real}}}{3 * L} \right]^2} \cdot \rho_2 = \frac{1}{1 + \left[\frac{0,75 * 2,80}{3 * 1,42} \right]^2} * 0,75 = 0,60 \rightarrow \text{ok!} \therefore \rho_3 > 0,3$$

$$h_{\text{ef}} = h_{\text{real}} \cdot \rho_3 = 2,80 * 0,60 = 1,68 \text{ m}$$

$$t_{\text{ef}} = 0,14 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{h_{\text{ef}}}{t_{\text{ef}}} = \frac{1,68}{0,14} = 12$$

Excentricidade no topo da parede:

$$e_x = 0,06t$$

$$e_a = \frac{h_{\text{ef}}}{450} = \frac{168}{450} = 0,37 \text{ cm} \rightarrow e_a = 0,027t$$

$$e_t = e_x + e_a = 0,06t + 0,027t = 0,087t$$

Excentricidade na região central da parede:

$$e_m = 0,6e_x + e_a = 0,6 * 0,06t + 0,027t = 0,063t$$

Como a esbeltez é menor que 15 não se considera o efeito de fluência.

Excentricidade na base da parede:

$$e_b = 0,05t$$

O dimensionamento segue com o cálculo dos coeficientes Φ_i e a determinação das resistências nas regiões analisadas, apresentadas na tabela 4.12.

$$\Phi_t = \left[1 - 2 \frac{e_t}{t} \right] = 1 - 2 * \frac{0,087t}{t} = 0,83$$

$$\Phi_b = \left[1 - 2 \frac{e_b}{t} \right] = 1 - 2 * \frac{0,05t}{t} = 0,90$$

$$\Phi_m = \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} \right) e^{-\frac{\left(\frac{\frac{h_{ef}-2}{t_{ef}}}{23-37 \cdot \frac{e_{mk}}{t}} \right)^2}{2}} = \left[1 - 2 * \frac{0,063t}{t} \right] e^{-\frac{\left(\frac{\frac{1,68-2}{0,14}}{23-37 \left(\frac{0,063t}{t} \right)} \right)^2}{2}} = 0,78$$

Tabela 4. 12 Dimensionamento da resistência de alvenaria pelo Eurocode 6 para a parede PAR 40.

Região do topo	Região do quinto médio	Região da base
$\frac{46,71}{1,35 * 0,14 * 1000} * 1,4 = \frac{0,83}{3,5} f_k$ $f_k = 1,13MPa$	$\frac{47,32 + \frac{7,41}{2}}{1,35 * 0,14 * 1000} * 1,4 = \frac{0,78}{3,5} f_k$ $f_k = 1,31MPa$	$\frac{47,32 + 7,41}{1,35 * 0,14 * 1000} * 1,4 = \frac{0,90}{3,5} f_k$ $f_k = 1,22MPa$

➤ **PAR 42**

Conforme mostra a figura 4.6, a PAR42 esta ligada em outras duas paredes ortogonais nas extremidades. Seguem as verificações necessárias para a consideração do travamento dos 4 bordos.

Travamentos = 4

$t_{travamento} = 0,14$ cm ok!

$l_{travamento} = 1,21$ m e $2,88$ m → ok! (PAR 30 e PAR 28, respectivamente)

$$L = 1,49 \text{ m} < 30 \cdot 0,14 = 4,20 \text{ m} \rightarrow \text{ok!}$$

Calcula-se o valor de ρ_4 utilizando o valor de $\rho_2 = 0,75$

Como $h_{real} \leq L$, obtém-se ρ_4 da seguinte maneira:

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 \cdot h_{real}}{L} \right]^2} \cdot \rho_2 = \frac{1}{1 + \left[\frac{0,75 \cdot 2,80}{1,49} \right]^2} \cdot 0,75 = 0,25$$

$$h_{ef} = h_{real} \cdot \rho_4 = 2,80 \cdot 0,25 = 0,70 \text{ m}$$

$$t_{ef} = 0,14 \text{ m}$$

$$\lambda = \frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{0,70}{0,14} = 5$$

Excentricidade no topo da parede:

$$e_x = 0,207t$$

$$e_a = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{70}{450} = 0,16 \text{ cm} \rightarrow e_a = 0,012t$$

$$e_t = e_x + e_a = 0,207t + 0,012t = 0,219t$$

Excentricidade na região central da parede:

$$e_m = 0,6e_x + e_a = 0,6 \cdot 0,207t + 0,012t = 0,136t$$

Excentricidade na base da parede:

$$e_b = 0,05t$$

Cálculo dos valores dos coeficientes Φ_t e da resistência de alvenaria, apresentados na tabela 4.13.

$$\Phi_t = \left[1 - 2 \frac{e_t}{t} \right] = 1 - 2 \cdot \frac{0,219t}{t} = 0,56$$

$$\Phi_b = \left[1 - 2 \frac{e_b}{t} \right] = 1 - 2 \cdot \frac{0,05t}{t} = 0,90$$

$$\Phi_m = \left(1 - 2 \cdot \frac{e_{mk}}{t} \right) e^{-\frac{\left(\frac{h_{ef} - 2}{t_{ef}} \right)^2}{23 - 37 \cdot \frac{e_{mk}}{t}}} = \left[1 - 2 \cdot \frac{0,136t}{t} \right] e^{-\frac{\left(\frac{0,70}{0,14} - 2 \right)^2}{23 - 37 \cdot \left(\frac{0,136t}{t} \right)}} = 0,71$$

Tabela 4. 13 Dimensionamento da resistência de alvenaria pelo Eurocode 6 para a parede PAR 40.

Região do topo	Região do quinto médio	Região da base
$\frac{3,89}{1,35 * 0,14 * 1000} * 1,4 = \frac{0,56}{2,7} f_k$ $f_k = 0,14MPa$	$\frac{4,22 + \frac{7,41}{2}}{1,35 * 0,14 * 1000} * 1,4 = \frac{0,71}{2,7} f_k$ $f_k = 0,22MPa$	$\frac{4,22 + 7,41}{1,35 * 0,14 * 1000} * 1,4 = \frac{0,90}{2,7} f_k$ $f_k = 0,27MPa$

Os resultados dos dimensionamentos das três regiões das paredes para os casos mostrados foram semelhantes no Eurocode 6 e na BS 5628:1992. Em todos os casos, exceto para a parede PAR 42, a região média foi a crítica. Na parede PAR 42 a região crítica foi a base, em ambas as normas.

Para especificar a resistência de bloco pelo Eurocode 6, foram escolhidas as mesmas paredes mostradas para a BS: PAR 31 e PAR 34. Deve-se especificar uma resistência de argamassa e a constante K, referente ao tipo de bloco utilizado. Emprega-se uma resistência normalizada de bloco (f_b – resistência para uma unidade padronizada). Dessa forma, faz-se a conversão desse bloco padronizado para o caso em questão, interpolando-se o fator da tabela 3.12.

Para a determinação da resistência característica do bloco usa-se a proposta formulada por RABELLO (2004), descrito no capítulo anterior, no item 3.6.

$$f_b = 1,24 f_{bm} \rightarrow f_b = 1,24 \cdot \frac{f_{bk}}{0,85} \text{ (RABELLO, 2004)}$$

PAR 31:

$$2,41 = 0,50 \cdot \left[1,24 \cdot \frac{f_{bk}}{0,85} \right]^{0,7} \cdot [4,5]^{0,3} \Rightarrow f_{bk} = 3,4MPa \text{ (argamassa tipo II)}$$

$$2,41 = 0,50 \cdot \left[1,24 \cdot \frac{f_{bk}}{0,85} \right]^{0,7} \cdot [2,5]^{0,3} \Rightarrow f_{bk} = 4,39MPa \text{ (argamassa tipo III)}$$

PAR 34:

$$5,42 = 0,50 \cdot \left[1,24 \cdot \frac{f_{bk}}{0,85} \right]^{0,7} \cdot [1]^{0,3} \Rightarrow f_{bk} = 7,38MPa \text{ (argamassa tipo I)}$$

$$5,42 = 0,50 \cdot \left[1,24 \cdot \frac{f_{bk}}{0,85} \right]^{0,7} \cdot [4,5]^{0,3} \Rightarrow f_{bk} = 10,8MPa \text{ (argamassa tipo II)}$$

Pode-se usar qualquer valor para a resistência da argamassa. A título de ilustração, foram utilizados valores correspondentes aqueles das classes de argamassas explicitadas na norma inglesa (argamassas dos tipos I a IV), ilustradas na tabela 3.9 do capítulo anterior. Na determinação da resistência de bloco da parede PAR 31 foram utilizadas argamassas dos tipos II e III. Para a parede PAR 34 consideraram-se argamassas do tipo I e II, devido à resistência da alvenaria ser maior. Em ambas as paredes a constante K foi determinada com valor de 0,50. Esse valor refere-se ao bloco vazado de concreto, cujas características o enquadram no grupo 2 da tabela 3.15.

Em relação aos resultados das resistências de alvenaria verifica-se que a parede PAR 34 apresentou valor maior pela NBR10837:1989. Para a parede PAR 31, o maior valor foi obtida pela BS.

Na especificação da resistência de bloco, o maior valor para a parede PAR 34 ocorreu pelo EC 6:1996, sem a consideração do grauteamento. Para a parede PAR 31, o maior valor também ocorreu com o Eurocode. A norma brasileira forneceu os menores valores nos resultados das simulações realizadas.

4.2.11 RESULTADOS E ANÁLISE DO EXEMPLO 1

Neste item se apresentam os resultados para todas as paredes, seguindo-se os mesmos procedimentos utilizados nas paredes ilustradas, conforme a norma empregada. Apresentam-se os resultados para o bloco de 14 cm e, posteriormente, para o bloco de 11,5 cm. Também são feitas algumas observações sobre os resultados obtidos.

4.2.11.1 BLOCOS DE 14

São apresentados os resultados dos dimensionamentos das paredes para cada norma, considerando os blocos de concreto e cerâmico e seguindo a distribuição de carregamento por parede isolada e grupo isolado. Os resultados obtidos são referentes às condições de solicitação explicitadas nos gráficos das figuras 4.8 e 4.9, apresentadas anteriormente, para os blocos de 14 cm de espessura.

Nos gráficos das figuras 4.10 e 4.11, que correspondem à distribuição por paredes isoladas e por grupos isolados, respectivamente, observa-se que os resultados do dimensionamento obtidos com as três normas foram muito próximos

entre si. Além disso, a forma das curvas obtidas são muito parecidas. Lembra-se, entretanto, que para as normas internacionais os valores correspondem à resistência característica da alvenaria; para a norma brasileira, à resistência de prisma (média). Nota-se ainda que a parede PAR34 sai do gráfico, optou-se assim para melhora da escala, e também pela natureza dessa parede que se destaca, sendo ponto discrepante em relação às demais do projeto.

Observa-se ainda que a consideração da interação das paredes não favoreceu de forma significativa o dimensionamento, como já se tinha observado em relação às tensões nas paredes. A arquitetura e a concepção das paredes estruturais não foram das mais adequadas para a construção em alvenaria estrutural, já que havia muitas paredes isoladas. Mesmo assim, a consideração dos grupos acentuou o já elevado número de paredes com resistência necessária menor que 1,0 MPa (alvenaria ou prisma).

Nas tabelas 4.14 e 4.15 são apresentados os valores das resistências de prisma ou da alvenaria e das resistências dos blocos, respectivamente, para as 10 paredes mais solicitadas, para os dois tipos de bloco e para as duas hipóteses de distribuição do carregamento; e para as três normas estudadas. Estes resultados geram os gráficos das figuras 4.10 a 4.13, para os blocos de concreto e cerâmico, respectivamente.

Para compor os valores da tabela 4.15, na determinação da resistência necessária de bloco, no caso da norma brasileira foram usados fatores de eficiência de 0,8 e 0,5 para unidades de concreto e cerâmico, respectivamente (SILVA, 2003).

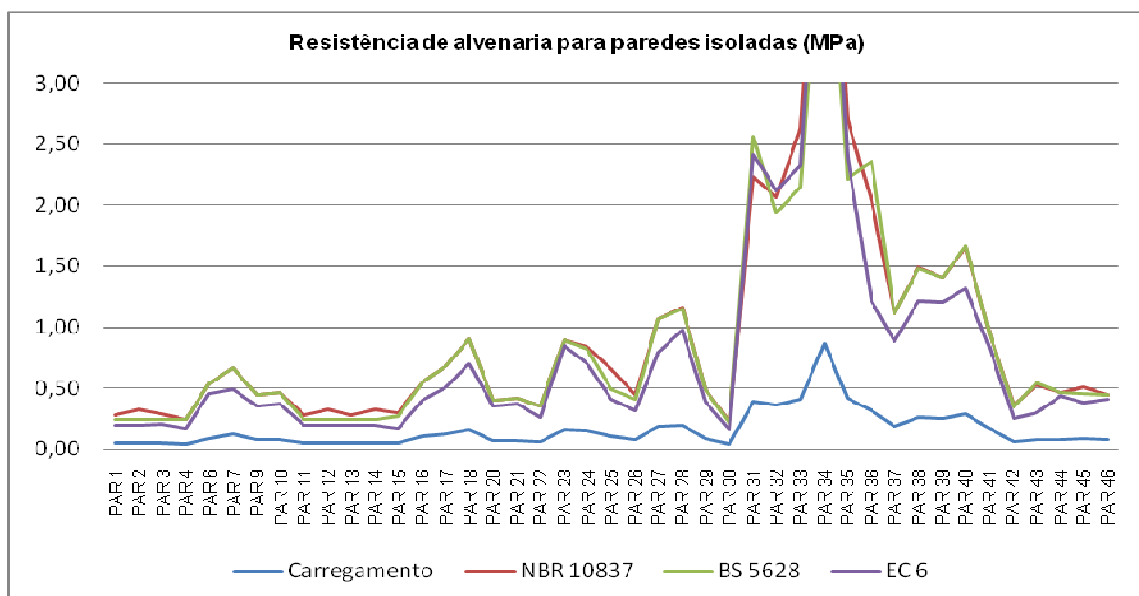


Figura 4. 10 Resistência de prisma (NBR) e alvenaria (BS e EC) para paredes isoladas.

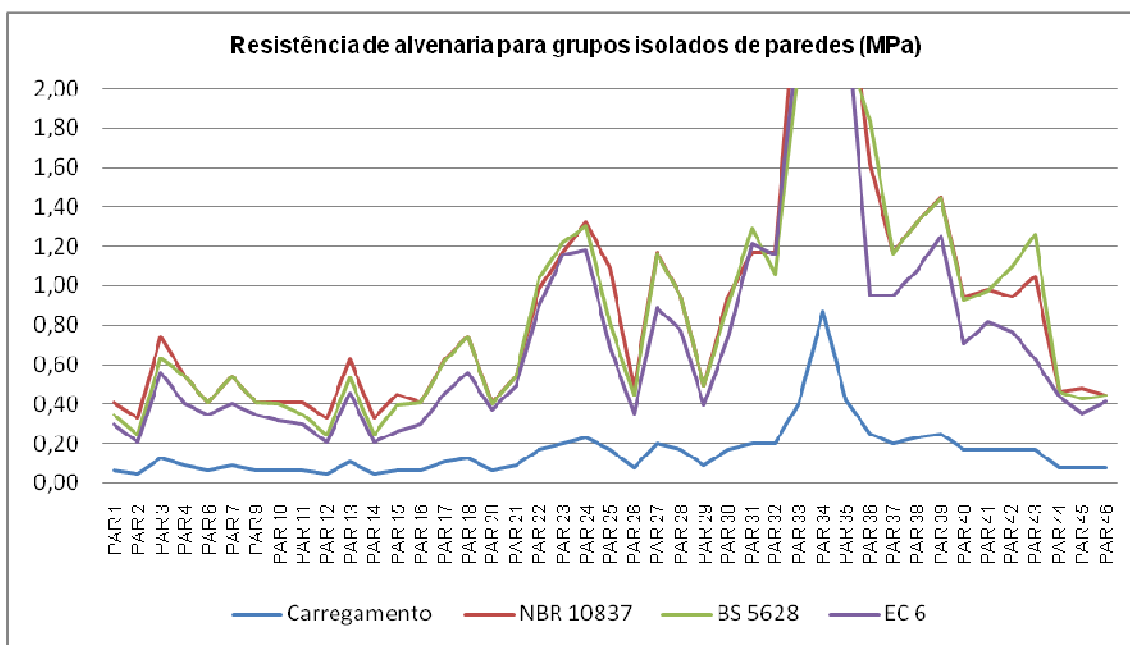


Figura 4. 11 Resistência de prisma (NBR) e alvenaria (BS e EC) para grupos isolados de paredes.

Tabela 4. 14 Tensão resistente de prisma e alvenaria.

t=14 cm	Parede Isolada (MPa)						Grupo Isolado (MPa)					
	Bloco de Concreto			Bloco Cerâmico			Bloco de Concreto			Bloco Cerâmico		
	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6
PAR 31	2,23	2,56	2,41	2,19	2,57	2,35	1,17	1,29	1,22	1,14	1,29	1,18
PAR 32	2,06	1,94	2,12	2,03	1,91	1,99	1,17	1,06	1,16	1,14	1,04	1,08
PAR 33	2,62	2,15	2,33	2,58	2,12	2,18	2,62	2,15	2,33	2,57	2,12	2,18
PAR 34	5,55	4,87	5,42	5,44	4,78	5,02	5,55	4,87	5,42	5,44	4,78	5,02
PAR 35	2,70	2,22	2,40	2,65	2,18	2,25	2,70	2,22	2,40	2,65	2,18	2,25
PAR 36	2,04	2,36	1,21	2,00	2,32	1,20	1,61	1,84	0,95	1,57	1,79	0,92
PAR 37	1,11	1,11	0,89	1,08	1,08	0,87	1,17	1,16	0,95	1,14	1,13	0,93
PAR 38	1,49	1,48	1,22	1,46	1,45	1,20	1,32	1,32	1,08	1,29	1,29	1,05
PAR 39	1,41	1,40	1,21	1,36	1,36	1,14	1,45	1,45	1,25	1,41	1,41	1,18
PAR 40	1,65	1,66	1,31	1,60	1,61	1,28	0,95	0,93	0,71	0,91	0,89	0,68

Tabela 4. 15 Dimensionamento de resistência dos blocos.

t=14 cm	Parede Isolada (MPa)						Grupo Isolado (MPa)					
	Bloco de Concreto			Bloco Cerâmico			Bloco de Concreto			Bloco Cerâmico		
	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6
PAR 31	2,79	3,50	4,39	4,38	3,50	4,90	1,46	1,70	1,65	2,27	1,70	1,82
PAR 32	2,58	2,50	3,65	4,05	2,50	3,87	1,46	1,50	1,54	2,27	1,50	1,62
PAR 33	3,28	2,80	4,16	5,15	2,80	4,41	3,28	2,80	4,16	5,15	2,80	4,41
PAR 34	6,94	10,00	13,93	10,88	9,50	14,54	6,94	10,00	13,93	10,88	9,50	14,54
PAR 35	3,37	3,00	4,34	5,30	3,00	4,61	3,37	3,00	4,34	5,30	3,00	4,60
PAR 36	2,55	3,50	1,64	3,99	3,50	1,82	2,02	2,50	1,16	3,13	2,50	1,29
PAR 37	1,39	1,50	1,05	2,16	1,50	1,18	1,46	1,50	1,16	2,27	1,50	1,30
PAR 38	1,86	2,00	1,66	2,92	2,00	1,88	1,66	1,70	1,38	2,58	1,70	1,56
PAR 39	1,76	2,00	1,64	2,73	2,00	1,75	1,81	2,00	1,72	2,82	2,00	1,85
PAR 40	2,07	2,30	1,84	3,21	2,30	2,06	1,18	1,20	0,76	1,82	1,20	0,84

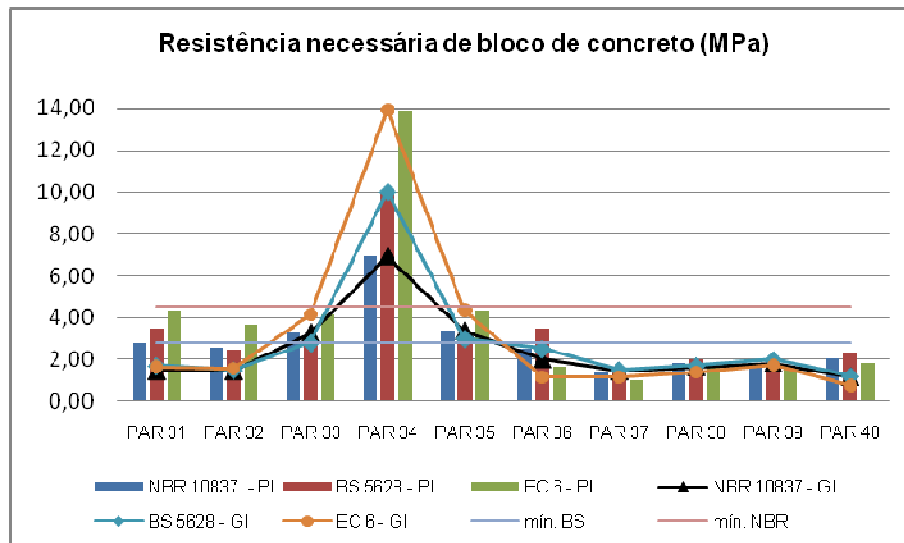


Figura 4. 12 Valores de resistência do dimensionamento com bloco de concreto.

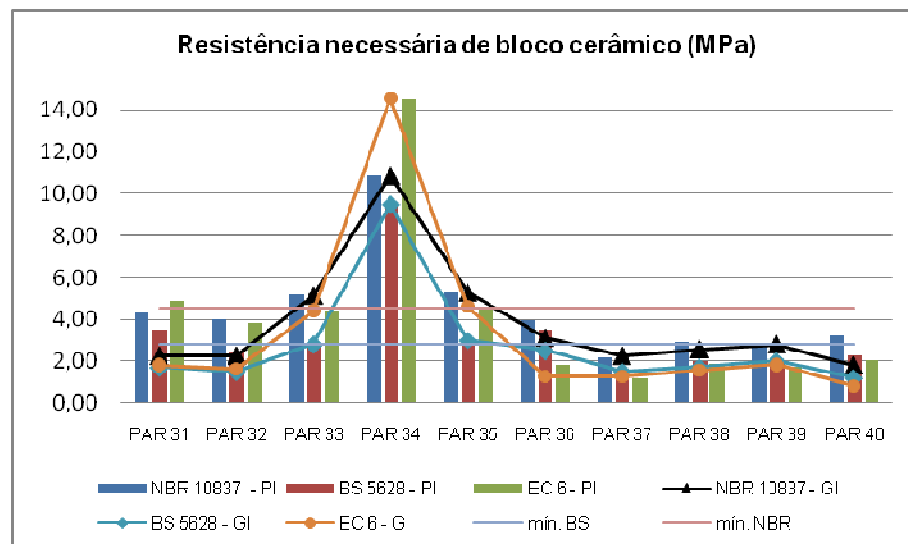


Figura 4. 13 Valores de resistência do dimensionamento com bloco cerâmico.

Para as paredes do pavimento térreo, mais críticas, os valores de resistência necessária (prisma ou parede) variam de 1,0 a 3,0 MPa; poucas exigem resistências maiores que 1,0 MPa. Exclui-se desta análise a parede PAR 34, que apresentou valores muito discrepantes do geral (4,87 MPa pela BS, 5,55 MPa pela NBR e 5,42 MPa pelo Eurocode). A solução estrutural concebida nesta região é muito ruim e sugere alguma necessidade de alteração no projeto.

Pela NBR a parede PAR 34 necessita de uma resistência de bloco de 6,9 MPa para o bloco de concreto e de 10,9 MPa para o bloco cerâmico (usando os fatores de eficiência anteriormente descritos). Pelas normas estrangeiras os resultados são mais conservadores, sendo de 10 e 13,9 MPa, para a BS e o EC,

respectivamente, para o bloco de concreto. Para o bloco cerâmico os resultados são praticamente iguais, o que parece incoerente para a realidade dos blocos no Brasil.

Assim, no caso das normas estrangeiras, seria mais importante analisar o resultado da resistência da parede, e não do bloco. A formulação empregada para determinar o bloco necessário a partir da resistência necessária da parede (e das características da argamassa e do bloco), não parece adequada para a nossa realidade. Deve estar calibrada para os materiais de lá.

Para contornar esta incoerência, e para comparar os resultados de modo mais consistente, apresentam-se os valores da resistência do bloco determinados a partir de fatores de eficiência. Foram empregados os valores máximos sugeridos por RAMALHO e CORRÊA (2003), expostos na tabela 2.1, pois se trata de resistências de prisma e parede relativamente baixos; sabe-se que a eficiência é maior nestes casos. Dessa forma, foram empregados os valores de 0,6 para resistência de alvenaria de bloco de concreto, e 0,35 para resistência de alvenaria com bloco cerâmico. A estimativa da resistência dos blocos assim calculada é mostrada nos gráficos das figuras 4.16 e 4.17.

Observa-se nas figuras 4.12 e 4.13 que a resistência mínima do bloco de concreto permitida pela norma brasileira atende aos requisitos de resistência das paredes, considerando-se a necessidade do uso de graute em algumas paredes. O mesmo pode se concluir quanto ao uso do bloco cerâmico. Nesses gráficos, estão contidos os resultados para paredes isoladas (PI) e grupos isolados de paredes (GI). Na hipótese da existência de interação de paredes, a maioria delas poderia ser construída com blocos de resistência que atende o valor mínimo encontrado nas tabelas da BS 5628:1992 (2,80 MPa). Os valores encontrados em ambas as normas estrangeiras são com resistência de argamassa do tipo III da tabela 2.9 da norma inglesa.

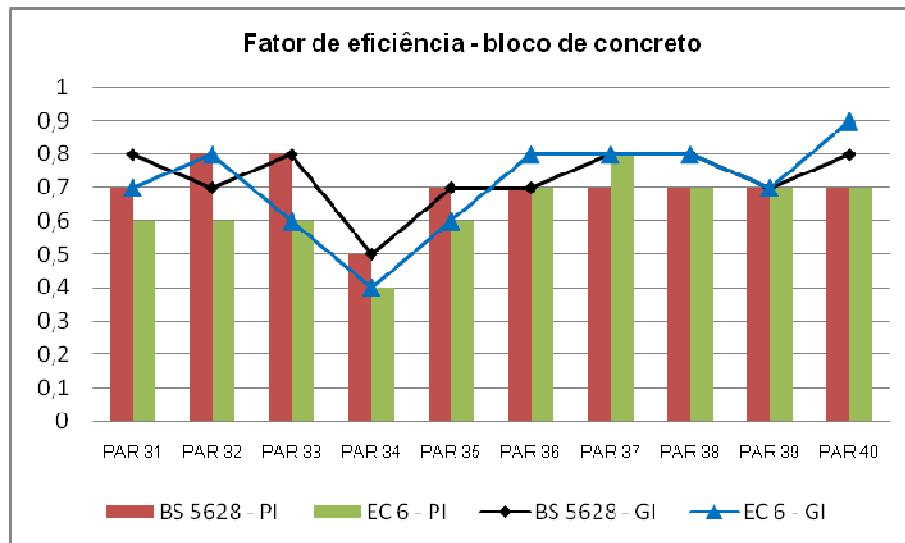


Figura 4. 14 Relação entre as resistências de alvenaria e de bloco (bloco de concreto).

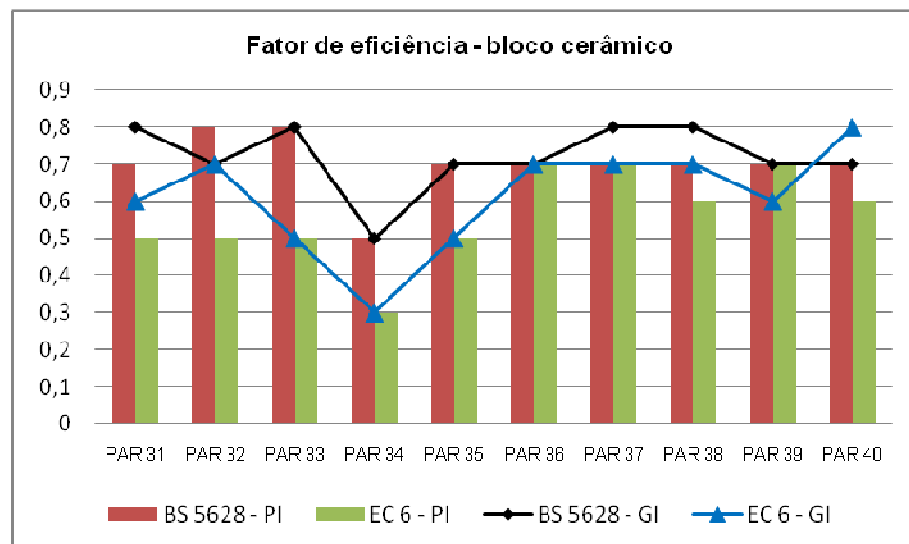


Figura 4. 15 Relação entre as resistências de alvenaria e de bloco (bloco cerâmico)

Os gráficos das figuras 4.14 e 4.15 evidenciam a variação da eficiência (relação entre a resistência necessária de bloco e de alvenaria), embutida na formulação das normas internacionais.

Em média, a eficiência ficou em torno de 70% para blocos de concreto e cerâmico, pela norma inglesa. Para a norma do comitê europeu, a eficiência do bloco de concreto varia entre 50 a 90%; e para o bloco cerâmico entre 40 a 80%, nesse exemplo.

Os valores de eficiência encontrados mostram a pequena variação em função do tipo de material do bloco (fato que não se observa no Brasil). Além disso, há valores de eficiência superiores a 100%; por exemplo, na estimativa da resistência do bloco pelo Eurocode 6, para paredes com resistência de alvenaria inferior a 1

MPa. Isso se deve à resistência de argamassa utilizada (muito superior à resistência do bloco) quando a resistência de alvenaria é muito pequena. A formulação para estes casos favorece a obtenção de uma resistência de bloco inferior à resistência da alvenaria.

Ilustra-se a seguir um desses casos, a PAR42 (para a hipótese de carga de parede isolada e bloco de concreto). São considerados dois tipos de argamassa, III e IV, com resistências de 2,5 e 1,0 MPa, respectivamente.

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

$$\therefore 0,26 = 0,50 \cdot \left[1,24 \cdot \frac{f_{bk}}{0,85} \right]^{0,7} \cdot [2,5]^{0,3} \Rightarrow f_{bk} = \frac{0,85}{1,24} \cdot \left[\frac{0,26}{0,5 \cdot (2,5)^{0,3}} \right]^{\frac{1}{0,7}} = 0,18 \text{MPa} \Rightarrow f_m \text{ tipo III}$$

$$\therefore f_{bk} = \frac{0,85}{1,24} \cdot \left[\frac{0,26}{0,5 \cdot (1,0)^{0,3}} \right]^{\frac{1}{0,7}} = 0,27 \text{MPa} \Rightarrow f_m \text{ tipo IV}$$

Os valores resultantes mostram a grande influência da argamassa no equacionamento que relaciona as resistências de bloco e da alvenaria (ou, em outras palavras, a grande importância que a argamassa exerce na resistência da parede). A argamassa do tipo III tem resistência próxima da resistência do bloco de menor resistência permitido pela norma brasileira. E a argamassa tipo VI é aquela de menor resistência permitida pela norma inglesa.

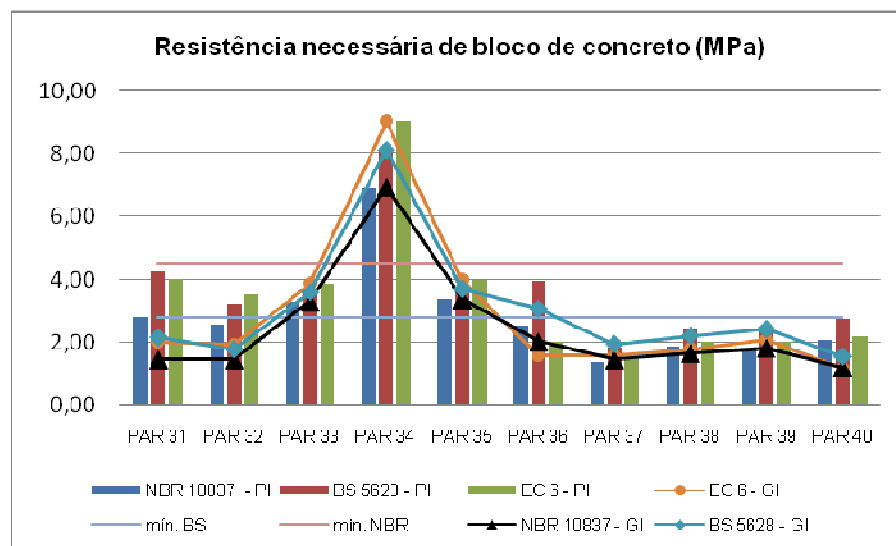


Figura 4. 16 Valores de resistências de bloco usando fatores de eficiência empíricos. (blocos de concreto)

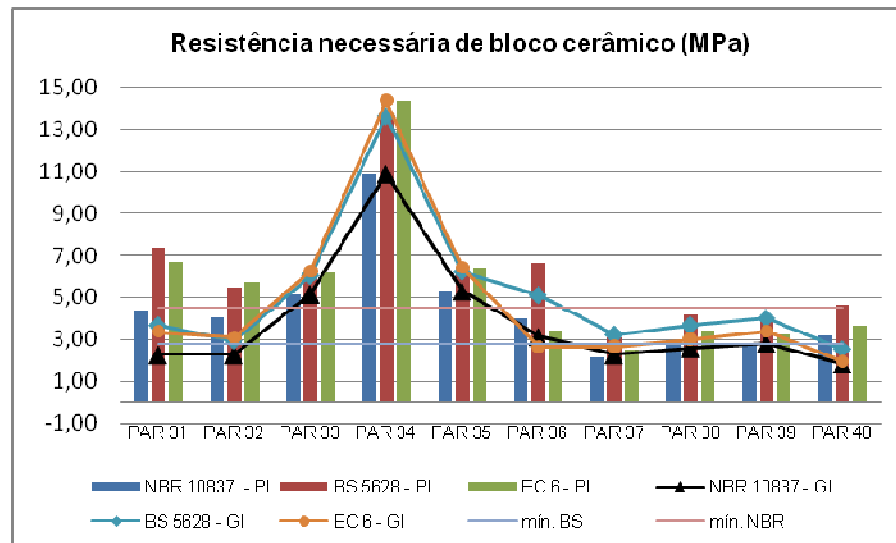


Figura 4. 17 Valores de resistências de bloco usando fatores de eficiência empíricos. (blocos cerâmicos)

A análise das figuras 4.16 e 4.17 mostra que, empregando-se os fatores de eficiência empíricos, os valores de resistência necessária do bloco se aproximam do valor mínimo previsto na norma (4,5 MPa) para o bloco cerâmico, embora se vislumbre a possibilidade de uso de blocos com resistência menor. Em geral, com essa hipótese, o dimensionamento pelas normas estrangeiras resultou em valores superiores aos encontrados na NBR10837:1989. O Eurocode apresentou os maiores valores nas paredes mais solicitadas do exemplo, para o caso de paredes isoladas e agrupadas. Entretanto, mesmo com o aumento da estimativa da resistência dos blocos, observa-se que na maior parte dessas paredes mais solicitadas os valores estão abaixo do valor mínimo da norma brasileira (4,5 MPa), e muitas também abaixo do mínimo da BS 5628:1992 (2,8 MPa).

Para comparar os resultados obtidos com cada norma e analisar a solução final do projeto segundo o dimensionamento de cada uma, que é o que realmente interessa, propõe-se uma solução completa para este exemplo, para cada norma. Obviamente, a solução econômica prevê o uso de graute; a solução baseou-se na hipótese anteriormente discutida para a obtenção de resistência do bloco (resultados das figuras 4.16 e 4.17); excluiu-se a parede PAR 34, muito solicitada (que requer outra solução: mudança na arquitetura ou pilar de concreto).

Quando da utilização do graute, o acréscimo considerado, de resistência à compressão da alvenaria, baseou-se em LOGULLO (2006), em torno de 80%. Para prismas e blocos, a resistência é dobrada, embora afirme que esse aumento não é necessariamente proporcional ao acréscimo da área líquida do elemento, variando

É muito comum no mercado que o bloco de 14 cm tenha resistência superior à 4,5 MPa. Assim, apesar de se verificar a possibilidade de blocos menos resistentes, as soluções para esse bloco partem da resistência mínima encontrada no mercado. Observa-se que o bloco de 4,5 MPa seria a solução para todas as normas e tipos de material nesse exemplo, variando-se apenas a quantidade de graute usado no projeto. Nesse aspecto, a quantidade de graute torna-se o fator determinante na economia do projeto.

Na análise de parede isolada o bloco de concreto não usaria graute algum, isso em todas para as três normas, e nas análises de paredes isoladas e por grupos de paredes. A parede PAR 34 (não mostrada) seria resolvida com o mesmo bloco, apenas no caso do bloco de concreto, totalmente grauteada, em todas as normas.

Para o bloco cerâmico se verifica maior necessidade de uso do graute, onde se teria que preencher uma parede consideravelmente extensa (PAR31 - 2,84 m). Talvez fosse mais econômico o uso do bloco de 6,0 MPa, sem graute nessa e nas demais paredes. Contudo, ao fazer a análise da quantidade de graute necessário em todas as paredes com o bloco de 4,5 MPa, seria numa extensão de 4,42 m no Eurocode e 4,87 m pela BS 5628:1992, o que não parece muito considerando que a extensão total de paredes do projeto é de 95,22 m. Ou seja, em torno de 5 % de grauteamento, quantidade que poderia não justificar a troca da resistência do bloco.

Quando se considera a análise por grupo de paredes, essa parede, a PAR31, é solucionada com o bloco de 4,5 MPa sem o uso do graute (a hipótese de grupo é coerente pois grande parte de seu carregamento provem do pavimento superior, com altura compatível para que ocorra a distribuição do carregamento). A parede PAR 34 não seria solucionada com esse bloco, mesmo com 100% de grauteamento, em nenhuma das normas.

Observa-se ainda que, de um modo geral, para as paredes mais solicitadas, as normas internacionais resultaram em maior resistência necessária para as paredes, evidenciadas pela maior necessidade de graute. Assim, embora elas sejam mais flexíveis relativamente ao índice de esbeltez máximo, resistência mínima de bloco e no cálculo de altura efetiva, impõem maiores cuidados no dimensionamento, que resultaram em resistências numéricas maiores.

Para tentar melhorar a situação na região da parede PAR 34, foi feita uma simulação alterando-se a arquitetura: na fachada da frente da edificação, eliminou-se a parede PAR 33 do pavimento térreo. Nessa nova proposta, a parede PAR 34

passa a ter 0,90 m de extensão. A figura 4.18 ilustra essa modificação. Mantêm-se as disposições dos apoios das lajes inalteradas.

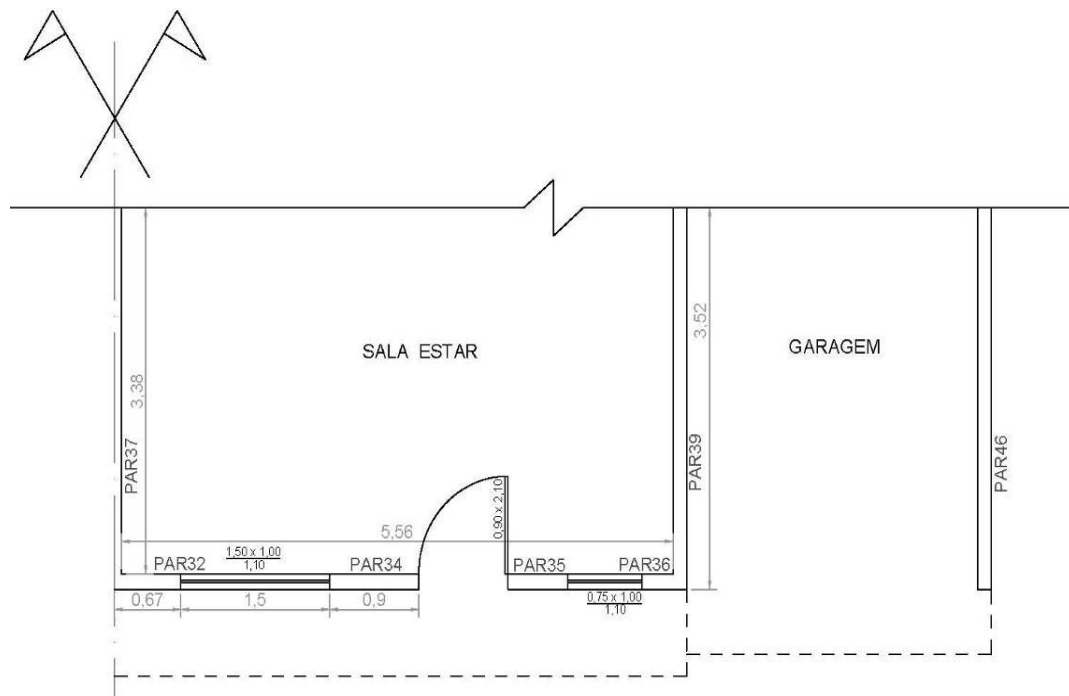


Figura 4. 18 Alteração da arquitetura.

São apresentados nas tabelas 4.18 a 4.20 os valores de tensão solicitante, resistência de prisma e alvenaria e resistência de bloco, respectivamente, para as paredes que sofrem influência devido à modificação proposta.

Tabela 4. 18 Tensão solicitante das paredes.

<i>t</i> =14 cm	Bloco de Concreto (MPa)		Bloco Cerâmico (MPa)	
	Parede Isolada (MPa)	Grupo Isolado (MPa)	Parede Isolada (MPa)	Grupo Isolado (MPa)
PAR 31	0,39	0,20	0,38	0,20
PAR 32	0,20	0,20	0,20	0,20
PAR 33	Parede retirada			
PAR 34	0,57	0,57	0,56	0,56
PAR 35	0,33	0,33	0,32	0,32
PAR 36	0,29	0,25	0,28	0,24
PAR 37	0,19	0,20	0,19	0,20
PAR 38	0,26	0,23	0,26	0,22
PAR 39	0,25	0,25	0,24	0,24

Tabela 4. 19 Tensão resistente de prisma e alvenaria.

<i>t</i> =14 cm	Parede Isolada (MPa)						Grupo Isolado (MPa)					
	Bloco de Concreto			Bloco Cerâmico			Bloco de Concreto			Bloco Cerâmico		
	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6
PAR 31	2,77	2,54	2,40	2,19	2,57	2,35	1,48	1,30	1,23	1,15	1,30	1,19
PAR 32	1,72	1,44	1,35	1,34	1,41	1,25	1,48	1,23	1,15	1,15	1,20	1,07
PAR 33	Parede retirada											
PAR 34	4,48	3,73	3,96	3,54	3,78	3,70	4,49	3,73	3,96	3,54	3,78	3,70
PAR 35	3,06	2,58	2,21	2,42	2,55	2,08	3,06	2,58	2,21	2,42	2,55	2,08
PAR 36	2,83	2,28	1,33	2,20	2,23	1,30	2,04	1,61	0,96	1,59	1,57	0,93
PAR 37	1,39	1,04	0,89	1,08	1,01	0,87	1,48	1,12	0,96	1,15	1,10	0,94
PAR 38	1,86	1,43	1,22	1,46	1,41	1,20	1,66	1,26	1,08	1,29	1,24	1,05
PAR 39	1,75	1,38	1,21	1,36	1,35	1,14	1,84	1,46	1,27	1,43	1,42	1,20

Tabela 4. 20 Resistência característica dos blocos.

<i>t</i> =14 cm	Parede Isolada (MPa)						Grupo Isolado (MPa)					
	Bloco de Concreto			Bloco Cerâmico			Bloco de Concreto			Bloco Cerâmico		
	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6
PAR 31	3,46	3,30	3,37	4,38	3,40	3,81	1,85	2,80	1,30	2,30	2,80	1,44
PAR 32	2,15	2,80	1,48	2,68	2,80	1,55	1,85	2,80	1,18	2,30	2,80	1,24
PAR 33	Parede retirada											
PAR 34	5,61	4,90	6,91	7,07	4,90	7,30	5,61	4,90	6,91	7,07	4,90	7,30
PAR 35	3,82	3,40	3,01	4,84	3,30	3,21	3,82	3,40	3,01	4,84	3,30	3,21
PAR 36	3,53	3,00	1,46	4,41	2,90	1,63	2,55	2,80	0,91	3,18	2,80	1,02
PAR 37	1,74	2,80	0,82	2,16	2,80	0,92	1,85	2,80	0,91	2,30	2,80	1,03
PAR 38	2,32	2,80	1,29	2,92	2,80	1,46	2,07	2,80	1,08	2,58	2,80	1,21
PAR 39	2,19	2,80	1,27	2,73	2,80	1,36	2,30	2,80	1,37	2,86	2,80	1,47

Analisando as tabelas percebe-se que a mudança é eficiente, pois reduziu a tensão na parede PAR 34 para 70% do valor original, para os dois tipos de blocos. Dessa maneira, as resistências de prisma e alvenaria diminuem bastante. Nos resultados da norma britânica evidenciam-se as maiores reduções. A parede PAR 31, apesar de estar no grupo da PAR 32, não sofreu alteração na resistência.

Os valores de resistência de prisma e alvenaria necessários resultaram próximos de 4,0 MPa, para todas as normas. O bloco de 4,5 MPa atenderia esta parede nas normas, com quantidade de graute diferentes, não sendo necessário em alguns casos o grauteamento por completo.

Empregando-se os fatores de eficiência mencionados anteriormente sobre os resultados do dimensionamento das normas internacionais, os resultados se mostram mais críticos, sendo pela BS igual a 6,21 e 10,8 MPa para os blocos de concreto e cerâmico, respectivamente. Para o EC 6:1996 a parede PAR 34 seguem 6,6 e 10,6 MPa para os blocos de concreto e cerâmico, respectivamente. Assim,

para as duas normas os blocos de concreto poderiam ser de 4,5 MPa. Entretanto, com uso de graute quase que por toda a seção. E para os blocos cerâmicos o uso do bloco de 6,0 ou até do 7,0 MPa poderia ser a solução, com níveis diferenciados de graute na seção da parede. Contudo, essas resistências ainda são altas para o restante do projeto, que é resolvido quase na totalidade com o bloco de 4,5 MPa sem uso de graute (para o bloco cerâmico, mais crítico).

Conclui-se que a análise de alteração da arquitetura é importante para evidenciar que cuidados especiais no projeto são indispensáveis para economia e segurança do projeto. O uso de paredes isoladas muito pequenas e com solicitação elevada é crítico e inadequado.

4.2.11.2 BLOCOS DE 11,5

Pela NBR, a altura máxima permitida de uma parede seria de 2,30 m, para atender a esbeltez limite de 20. Nas normas internacionais, com a esbeltez limitada em 27, a altura máxima seria 3,10 m. Portanto, estas normas viabilizam o uso desta espessura de bloco, ao contrário da norma brasileira, muito conservadora. Destaca-se novamente que a norma brasileira de blocos estruturais já contempla esta espessura para a categoria de bloco estrutural (e o de 9 cm também), embora a norma de cálculo de alvenaria não tenha acompanhado esta evolução. Paredes mais esbeltas, entretanto, têm sua capacidade resistente diminuída, fato contemplado na formulação das normas internacionais.

Nas figuras 4.19 e 4.20 estão os resultados das tensões atuantes conforme a hipótese de distribuição do carregamento. Como era de se esperar, os resultados são análogos ao do item anterior, variando-se apenas a ordem de grandeza. Valem, portanto, as mesmas observações feitas anteriormente.

Aumenta, obviamente, o valor das tensões (a diminuição da área de aplicação dos carregamentos é mais significativa que a redução do carregamento total). Os carregamentos alterados são o peso próprio das paredes, das vigas e vergas (pois suas espessuras estão condicionadas a das paredes).

Nas figuras 4.21 e 4.22 são mostradas as resistências média de prisma e característica de alvenaria para paredes isoladas e agrupadas, respectivamente. Nesses gráficos, novamente muito semelhantes entre si, nota-se que os valores da norma brasileira são levemente superiores, especialmente para valores de tensão de

solicitação menores. Como ocorreu para os blocos de 14 cm, a parede PAR 34 é ponto discrepante (assim, para escala ficou como ponto fora da curva).

Mesmo com a espessura reduzida, os resultados mostram valores de resistência (prisma ou alvenaria) quase sempre menores que 2,0 MPa. Entretanto, as paredes críticas (as mesmas obtidas no item anterior) apresentam resistências muito maiores. Na parede PAR 34, pela BS, o acréscimo no valor da resistência da alvenaria é de 40%.

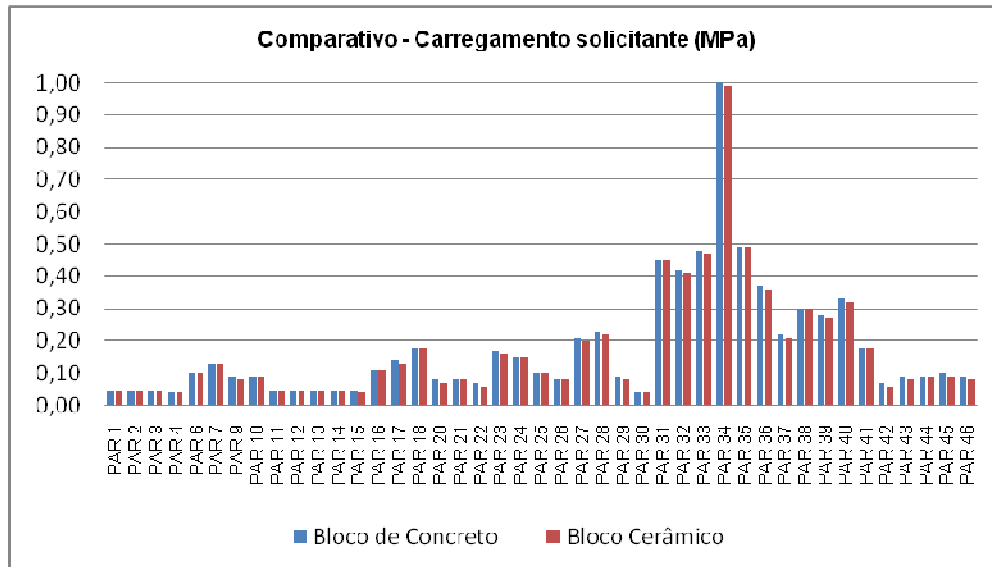


Figura 4. 19 Valores dos carregamentos das paredes considerando blocos de concreto e cerâmico.

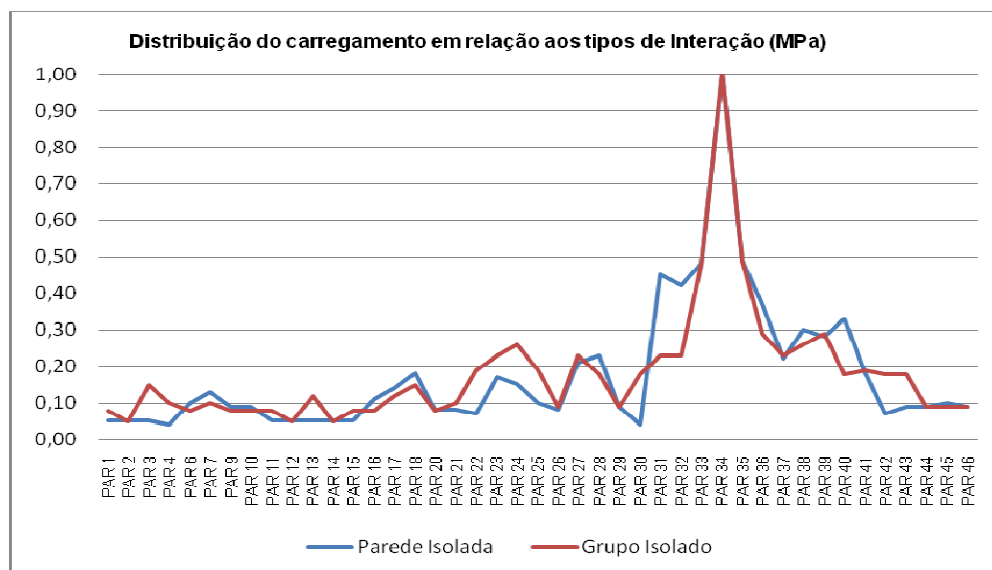


Figura 4. 20 Comparação entre a distribuição dos carregamentos em paredes isoladas e em grupos.

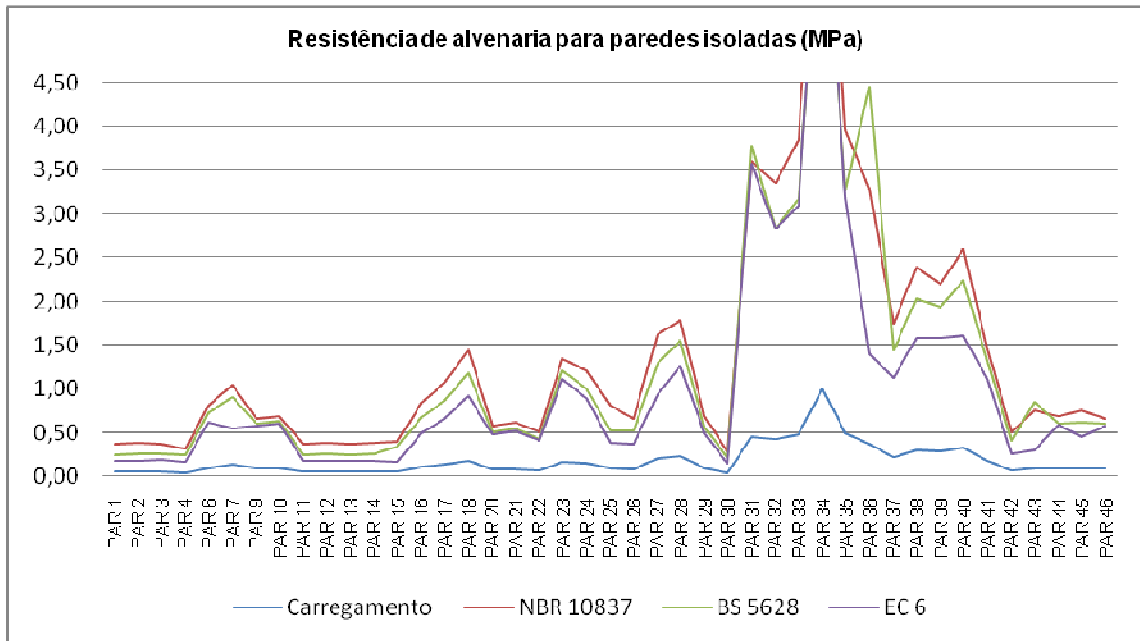


Figura 4. 21 Resistência de prisma (NBR) e alvenaria (BS e EC) para paredes isoladas.

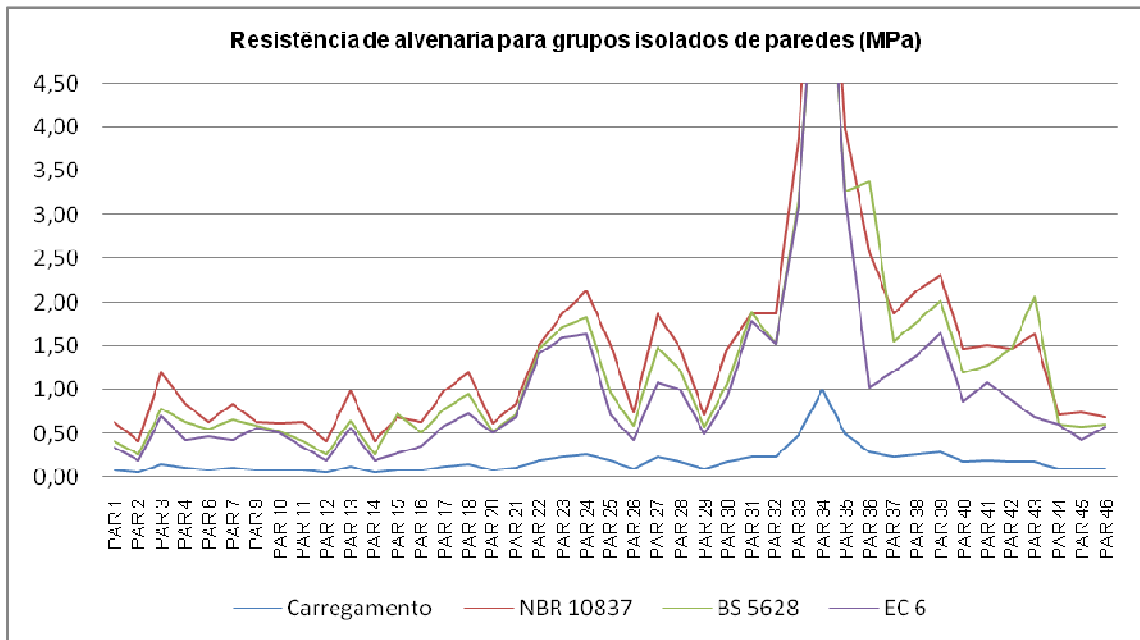


Figura 4. 22 Resistência de prisma (NBR) e alvenaria (BS e EC) para grupos isolados de paredes.

Nas tabelas 4.23 e 4.24 se apresentam os valores de resistência de prisma (ou alvenaria) e da resistência de bloco para as paredes mais solicitadas, respectivamente.

Tabela 4. 21 Tensão resistente de prisma e alvenaria.

t=11,5 cm	Parede Isolada (MPa)						Grupo Isolado (MPa)					
	Bloco de Concreto			Bloco Cerâmico			Bloco de Concreto			Bloco Cerâmico		
	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6
PAR 31	3,61	3,78	4,33	5,75	3,76	3,85	1,87	1,88	2,16	2,92	1,85	1,90
PAR 32	3,36	2,85	3,39	5,32	2,81	3,06	1,87	1,53	1,83	2,92	1,50	1,64
PAR 33	3,85	3,18	3,71	6,11	3,14	3,35	3,88	3,18	3,72	6,11	3,14	3,35
PAR 34	8,06	6,94	9,53	12,82	6,89	8,39	8,08	6,94	9,54	12,82	6,89	8,39
PAR 35	3,97	3,28	3,85	6,29	3,24	3,47	3,99	3,28	3,86	6,29	3,24	3,47
PAR 36	3,30	4,45	1,53	5,22	4,39	1,52	2,57	3,39	1,19	4,02	3,32	1,17
PAR 37	1,75	1,45	1,26	2,76	1,42	1,18	1,87	1,56	1,36	2,92	1,53	1,27
PAR 38	2,40	2,04	1,59	3,82	2,02	1,57	2,13	1,78	1,39	3,33	1,74	1,35
PAR 39	2,21	1,94	1,67	3,48	1,90	1,56	2,31	2,02	1,75	3,61	1,98	1,62
PAR 40	2,61	2,25	1,74	4,09	2,24	1,71	1,48	1,20	0,93	2,29	1,19	0,91

Tabela 4. 22 Dimensionamento de resistência dos blocos.

t=11,5 cm	Parede Isolada (MPa)						Grupo Isolado (MPa)					
	Bloco de Concreto			Bloco Cerâmico			Bloco de Concreto			Bloco Cerâmico		
	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6
PAR 31	4,51	4,50	7,38	11,49	4,50	7,25	2,34	2,20	2,74	5,85	2,20	2,64
PAR 32	4,20	3,30	5,21	10,63	3,30	5,23	2,34	1,80	2,15	5,85	1,80	2,14
PAR 33	4,82	3,70	5,91	12,21	3,70	5,94	4,84	3,70	5,94	12,21	3,70	5,94
PAR 34	10,07	17,00	22,79	25,64	17,00	22,07	10,10	17,00	22,83	25,64	17,00	22,07
PAR 35	4,96	3,80	6,24	12,58	3,80	6,26	4,99	3,80	6,27	12,58	3,80	6,26
PAR 36	4,12	5,50	1,66	10,44	5,00	1,92	3,21	3,90	1,17	8,03	3,90	1,32
PAR 37	2,19	1,70	1,27	5,53	1,70	1,35	2,34	1,80	1,41	5,85	1,80	1,49
PAR 38	3,01	2,40	1,76	7,63	2,40	2,01	2,66	2,10	1,46	6,67	2,10	1,63
PAR 39	2,76	2,20	1,90	6,97	2,20	2,00	2,89	2,30	2,02	7,23	2,30	2,12
PAR 40	3,26	2,60	2,01	8,19	2,60	2,29	1,85	1,40	0,82	4,58	1,40	0,92

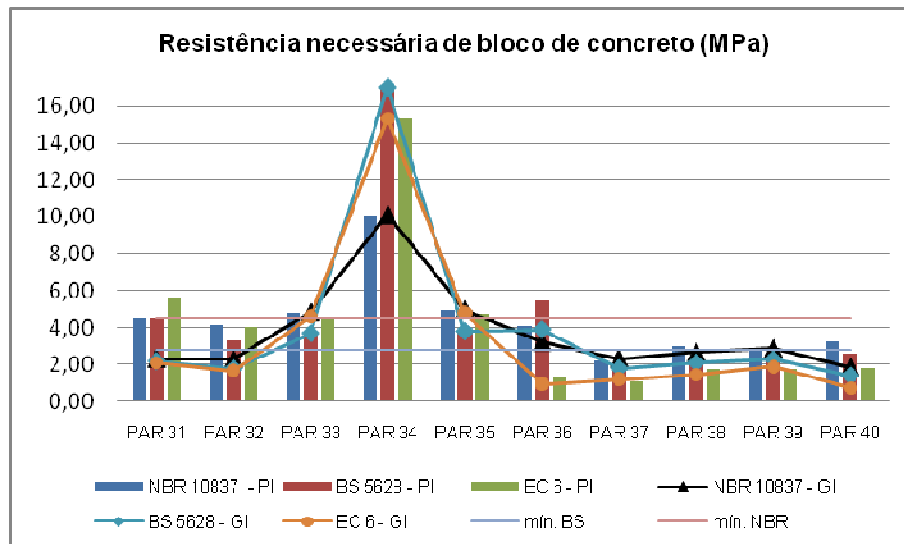


Figura 4. 23 Valores de resistência do dimensionamento com bloco de concreto.

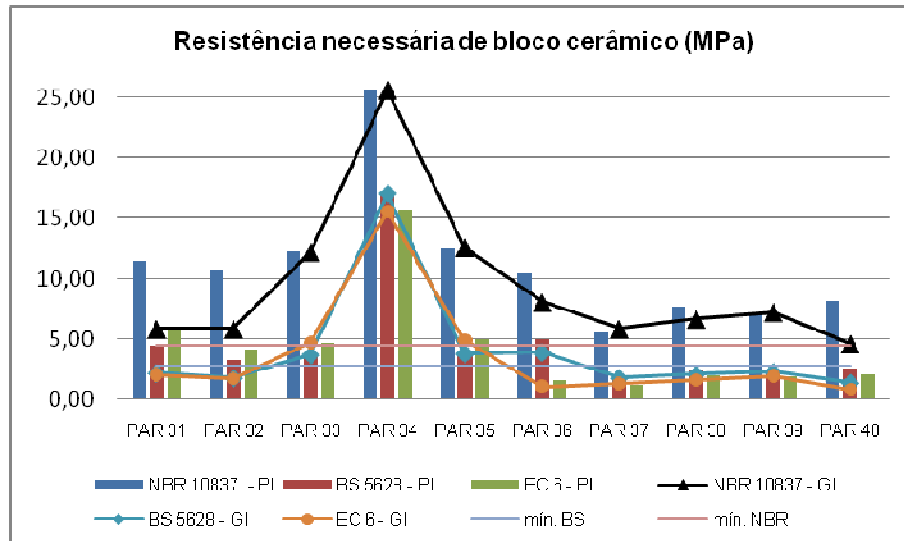


Figura 4. 24 Valores de resistência do dimensionamento com bloco cerâmico.

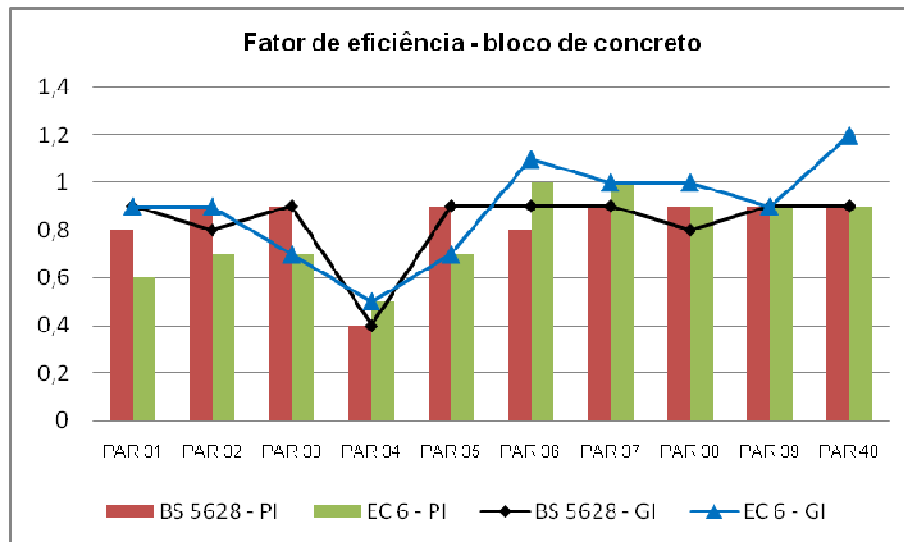


Figura 4. 25 Relação entre as resistências de alvenaria e de bloco (bloco de concreto).

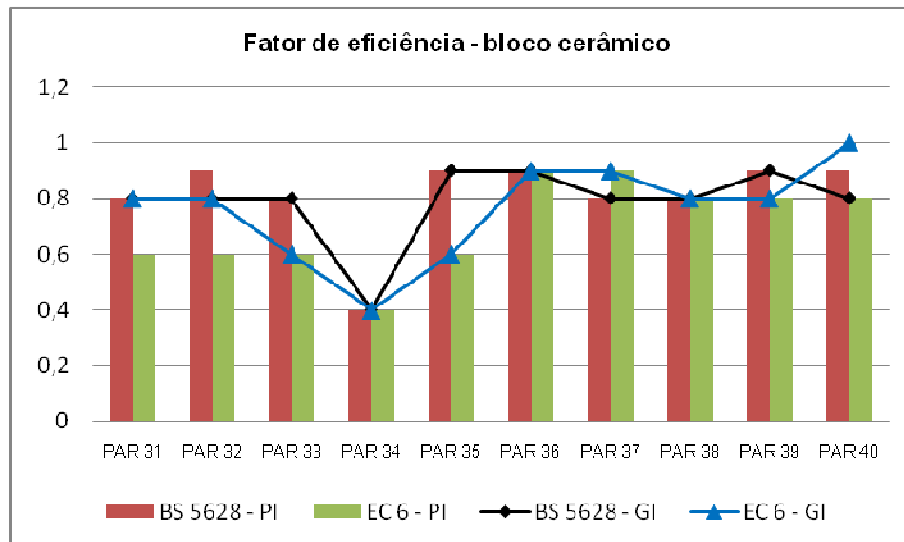


Figura 4. 26 Relação entre as resistências de alvenaria e de bloco (bloco cerâmico).

Nas figuras 4.23 a 4.25 se ilustram a comparação das resistências de bloco de paredes isoladas e agrupadas e a eficiência dos blocos de ambos os materiais estudados, de modo análogo ao mostrado para o bloco de 14 cm do item anterior.

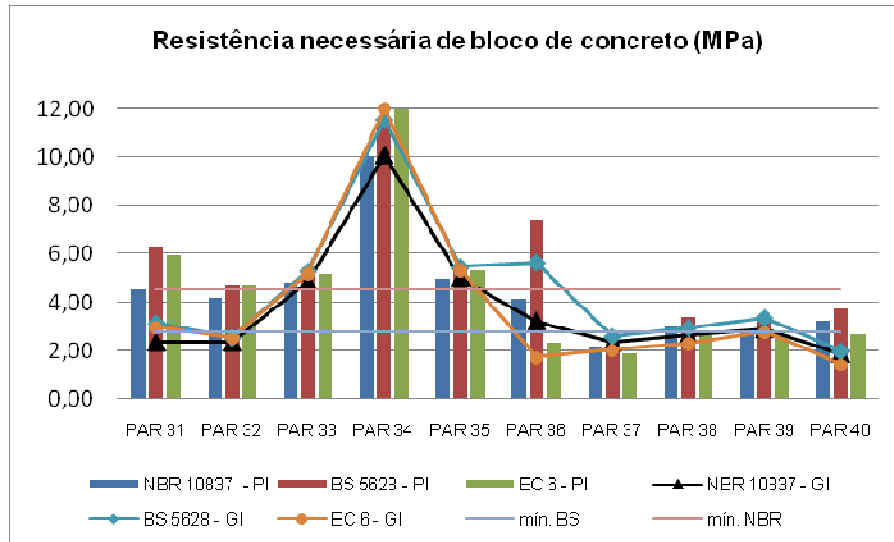


Figura 4. 27 Valores de resistências de bloco usando fatores de eficiência empíricos. (blocos de concreto)

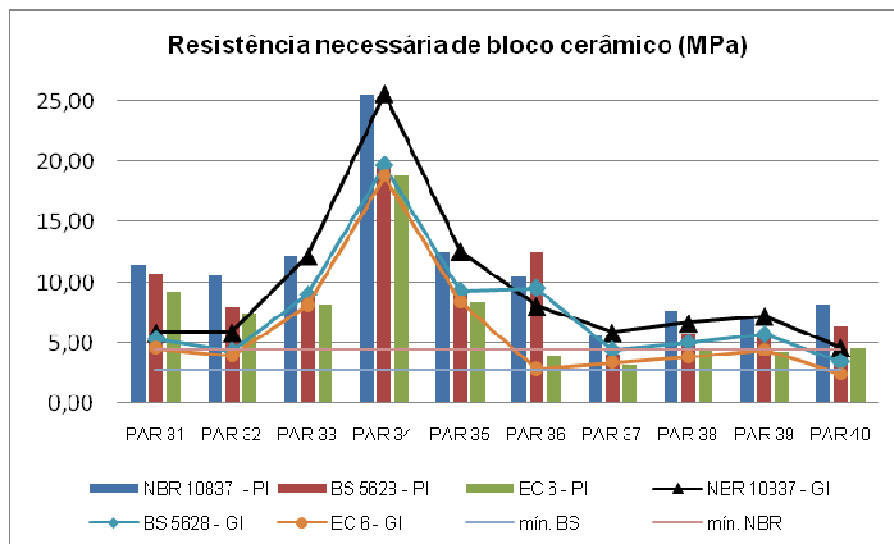


Figura 4. 28 Valores de resistências de bloco usando fatores de eficiência empíricos. (blocos cerâmicos)

Tabela 4. 23 Solução proposta para o exemplo 1, bloco de 11,5 cm de espessura, parede isolada.

t=11,5 cm	Resistência de bloco (MPa)											
	Bloco de concreto						Bloco cerâmico					
	NBR 10837		BS 5628		EC-6		NBR 10837		BS 5628		EC-6	
	bloco	graute	bloco	graute	bloco	graute	bloco	graute	bloco	graute	bloco	graute
PAR 31	4,5	0%	4,5	70%	4,5	70%	6,0	100%	7,0	70%	6,0	70%
PAR 32	4,5	0%	4,5	30%	4,5	30%	6,0	100%	7,0	30%	6,0	50%
PAR 33	4,5	30%	4,5	30%	4,5	30%	6,0	100%	7,0	30%	6,0	50%
PAR 35	4,5	30%	4,5	30%	4,5	30%	6,0	100%	7,0	50%	6,0	100%
PAR 36	4,5	0%	4,5	100%	4,5	0%	6,0	100%	7,0	70%	6,0	0%
PAR 37	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	6,0	0%	7,0	0%	6,0	0%
PAR 38	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	6,0	0%	7,0	0%	6,0	0%
PAR 39	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	6,0	0%	7,0	0%	6,0	0%
PAR 40	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	6,0	0%	7,0	0%	6,0	0%

Tabela 4. 24 Solução proposta para o exemplo 1, bloco de 11,5 cm de espessura, grupo isolado.

t=11,5 cm	Resistência de bloco - Grupo Isolado (MPa)											
	Bloco de concreto						Bloco cerâmico					
	NBR 10837		BS 5628		EC-6		NBR 10837		BS 5628		EC-6	
	bloco	graute	bloco	graute	bloco	graute	bloco	graute	bloco	graute	bloco	graute
PAR 31	3,0	0%	3,0	0%	3,0	0%	6,0	0%	6,0	0%	4,5	0%
PAR 32	3,0	0%	3,0	0%	3,0	0%	6,0	0%	6,0	0%	4,5	0%
PAR 33	3,0	100%	3,0	100%	3,0	100%	6,0	100%	6,0	50%	4,5	70%
PAR 35	3,0	100%	3,0	100%	3,0	100%	6,0	100%	6,0	50%	4,5	70%
PAR 36	3,0	0%	3,0	100%	3,0	0%	6,0	100%	6,0	100%	4,5	0%
PAR 37	3,0	0%	3,0	0%	3,0	0%	6,0	0%	6,0	0%	4,5	0%
PAR 38	3,0	0%	3,0	0%	3,0	0%	6,0	30%	6,0	0%	4,5	0%
PAR 39	3,0	0%	3,0	30%	3,0	0%	6,0	30%	6,0	0%	4,5	30%
PAR 40	3,0	0%	3,0	0%	3,0	0%	6,0	0%	6,0	0%	4,5	0%

Nas tabelas 4.23 e 4.24 se apresentam algumas das soluções que poderiam ser adotadas para o exemplo, para cada norma, de forma análoga ao apresentado para os blocos de 14 cm, com uso dos mesmos fatores de eficiência para o bloco e de acréscimo de resistência devido ao graute. Os resultados mostram que para os blocos de concreto, não fosse pelo parâmetro da esbeltez, limitado em 20 na NBR10837:1989, as paredes dessa situação (blocos de 11,5 cm) poderiam ser executadas com os blocos estruturais de concreto de 4,5 MPa com grauteamento mais reduzido. Ao se considerar a distribuição do carregamento por grupo, é possível o uso do bloco de 3,0 MPa, com algumas paredes grauteadas. Pelas normas estrangeiras as soluções também são semelhantes, com o mesmo bloco, diferindo novamente apenas na quantidade de graute, um pouco maior.

Para o bloco cerâmico, verifica-se mais uma vez uma situação mais difícil, em ambas as considerações de distribuição de carregamento. Sabidamente, para a

realidade no Brasil, a eficiência deste bloco é bem menor, elevando a necessidade de resistência à compressão da unidade. Exceto pela parede 34, todas seriam atendidas com a resistência de 6,0 MPa, considerando-se a possibilidade de grauteamento variável. Faz-se exceção à BS, onde seria necessário o bloco de 7,0 MPa, e ao EC, no caso de grupos de paredes, onde o bloco de 4,5 MPa é solução do projeto

Apenas para ilustrar, ao se considerar a formulação da norma britânica para a obtenção do bloco a partir da resistência requerida da parede e da argamassa, a maioria das paredes seria satisfeita com o uso do bloco de menor resistência permitido pela norma inglesa (2,8 MPa). Assim, o bloco de 11,5 cm com 3,0 MPa de resistência à compressão, permitido pela nova norma brasileira de blocos estruturais seria uma solução para esse projeto. Ressalta-se que algumas paredes também teriam que ser grauteadas.

Porém, no caso das normas estrangeiras, conforme comentado anteriormente, a análise mais importante deve ser em relação à resistência da parede, determinando-se a resistência de bloco a partir de ensaios de prisma /parede.

A diminuição da espessura resulta no aumento da esbeltez e da excentricidade do carregamento, fatores relevantes no dimensionamento pelas normas estrangeiras. Assim, como registrado para a parede PAR 34, a resistência necessária da parede aumentou 40% pela BS e EC.

Quanto à eficiência (resistência de bloco e resistência da parede) embutida na formulação das normas estrangeiras, os valores foram similares aos encontrados para os blocos de 14 cm. Na BS, os resultados não variam em relação ao tipo de material, mas sim com o valor da resistência: quanto maior a resistência, menor é a eficiência do bloco especificado. A eficiência média para a BS é da ordem de 0,8 a 0,9, com argamassa do tipo III (com exceção da parede PAR 34).

No EC, a eficiência varia entre 0,4 a 0,6 para as paredes mais solicitadas; nas demais o valor médio é próximo de 0,8 para o cerâmico e 0,9 para o concreto.

Os valores da tabela 4.22 correspondem às resistências do bloco. Nota-se que a situação da parede PAR 34 se torna ainda mais crítica pela formulação das normas internacionais. Novamente se observa que para estas normas os resultados entre os blocos cerâmicos e de concreto são semelhantes. Valem as mesmas considerações feitas anteriormente. Em algumas paredes, quando da consideração da distribuição dos carregamentos em grupos, se observa que a eficiência

encontrada é de até 100%, para paredes com solicitações baixas (resistência de alvenaria menor que 1,0 MPa).

A análise das figuras 4.29 e 4.30 permite comparar as diferenças dos valores de resistência da parede (e prisma) com os obtidos para a espessura de 14 cm, considerando grupos de paredes e parede isoladas (apresentados só para blocos de concreto). Observa-se que os valores (dos blocos de 11,5 em relação aos blocos de 14 cm de espessura) são obviamente maiores, acompanhando o acréscimo das tensões, embora a semelhança entre os gráficos seja grande.

Nos dois gráficos ficam evidentes algumas tendências. O dimensionamento pela NBR é o mais conservador. Quanto às normas internacionais, se verifica maior proximidade dos resultados, em ambas as situações de interação, isso para os blocos de 11,5 cm de espessura. Para os blocos de 14 cm, a norma brasileira, ainda se mostra mais conservadora, entretanto, os resultados das três normas se mostram com maior proximidade, nas situações estudadas.

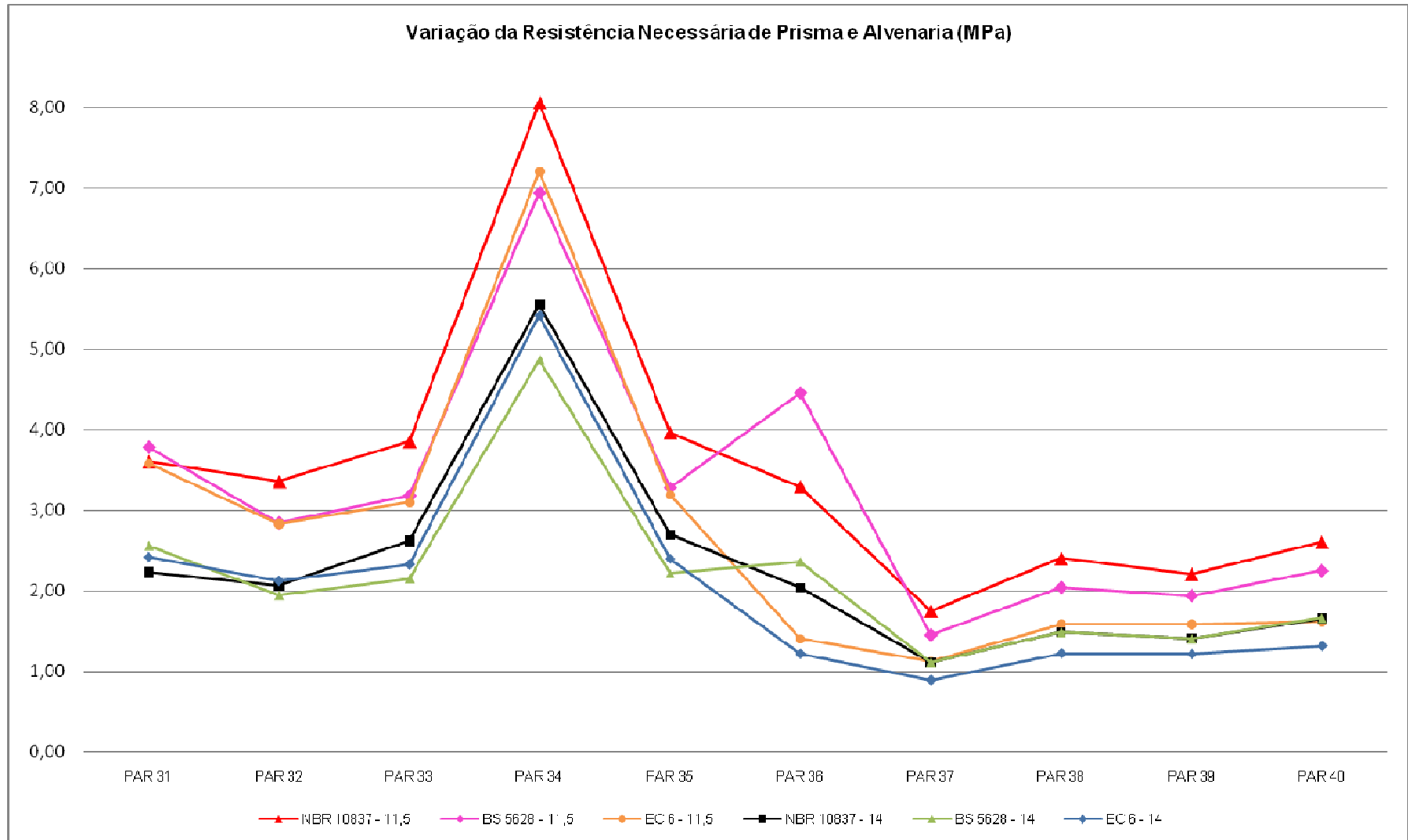


Figura 4. 29 Variação das resistências (prisma e alvenaria) conforme a espessura do bloco para paredes isoladas.

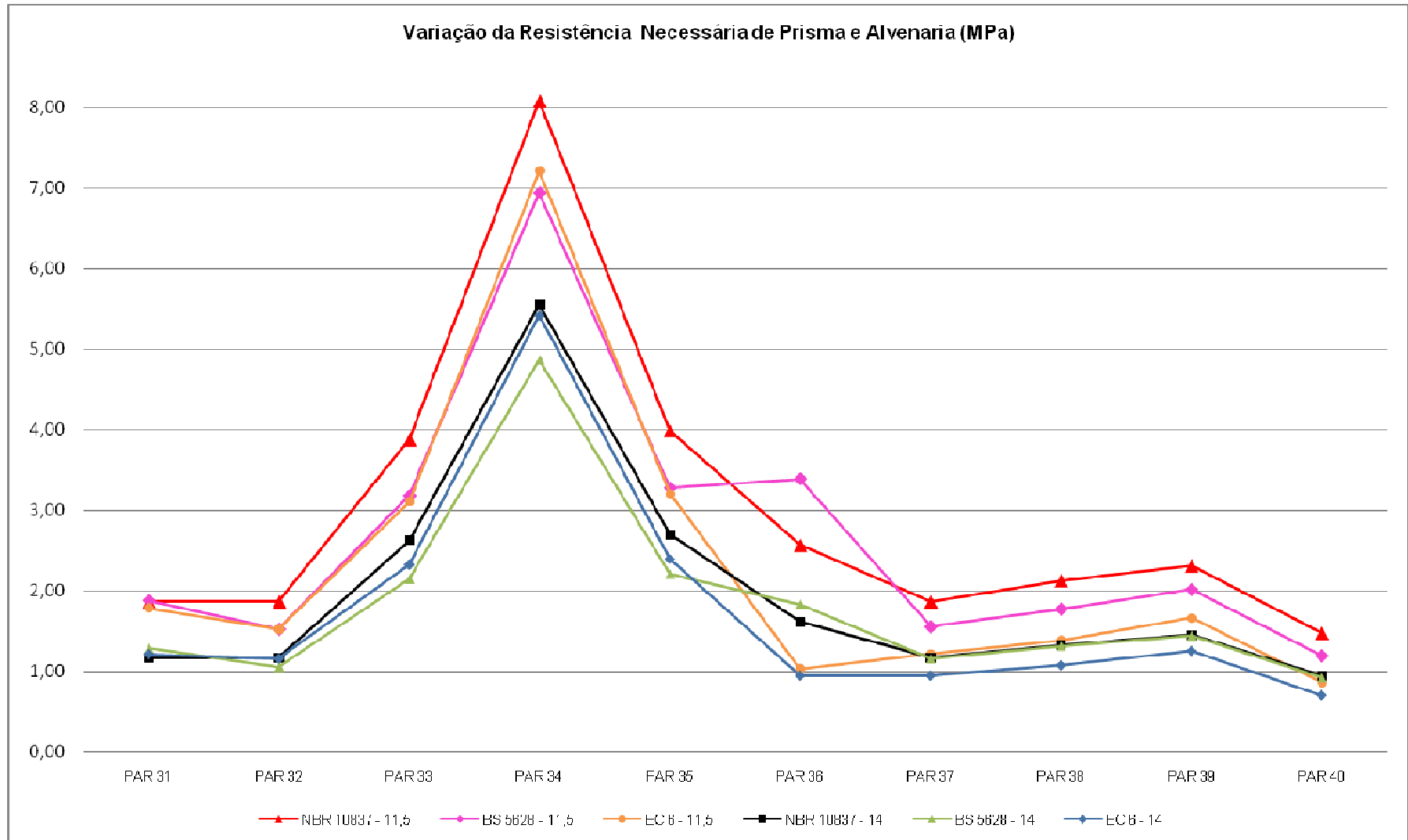


Figura 4. 30 Variação das resistências (prisma e alvenaria) conforme a espessura do bloco para grupos de paredes.

5. DIMENSIONAMENTO DO EXEMPLO 2

5.1 EXEMPLO 2

5.1.1 DIMENSIONAMENTOS COM BLOCOS DE 14 CM DE ESPESSURA

O segundo exemplo desse trabalho também é um sobrado geminado. Também é uma edificação construída na cidade de São Carlos, em condomínio residencial fechado, com cerca de 80 unidades. Sua característica marcante está na especificação do bloco para a execução, sendo utilizado bloco de concreto de 9 cm de espessura. A resistência característica desses blocos não foi possível de verificar. Nesse exemplo discutem-se os resultados encontrados para os blocos de 11,5 e 14 cm de espessura.

As considerações de cálculo admitidas na composição dos carregamentos são as mesmas realizadas no exemplo 1. A tabela 5.1 fornece os valores dos carregamentos das lajes de piso, cobertura e de escada para o dimensionamento desse segundo exemplo.

São apresentadas nas figuras 5.1 a 5.4 as plantas de arquitetura e a configuração das paredes estruturais e apoios de lajes unidirecionais para os dois pavimentos.

Nessa edificação, admite-se que a caixa d'água é apoiada sobre uma estrutura que se apóia na parede PAR 11. Como o exemplo em questão é um sobrado geminado, são colocadas sobre a mesma parede duas caixas d'águas, uma para cada residência. O carregamento de cada caixa d'água é o mesmo utilizado no primeiro exemplo.

Em relação à escada, são feitas as mesmas ressalvas do exemplo anterior: cada lance de escada e o patamar são admitidos como lajes independentes, e o carregamento de cada laje é distribuído nas paredes vizinhas. Parte do carregamento da escada, 50 %, é aplicado na região central da parede PAR 26; 25 % do carregamento é transmitido para a fundação e os 25% restantes são distribuídos nas paredes PAR 20 e PAR 21, por intermédio da viga V1, como ilustrado na figura 5.3.

A viga V2 é a única utilizada para apoio de bordos livres de lajes, suportando também o carregamento proveniente da parede PAR 14 do pavimento superior. No pavimento superior há duas paredes de grande extensão, PAR 5 e PAR 15, que se

apoiam diretamente na laje de piso. Como não é do interesse desse trabalho, admite-se que a laje de piso treliçada de 16 cm de altura esteja adequadamente dimensionada, atendendo aos limites impostos pela normalização de estruturas de concreto armado. O carregamento das paredes PAR 5, PAR 12 e PAR 15 é distribuído de modo análogo ao efetuado no exemplo anterior (paredes apoiadas em lajes).

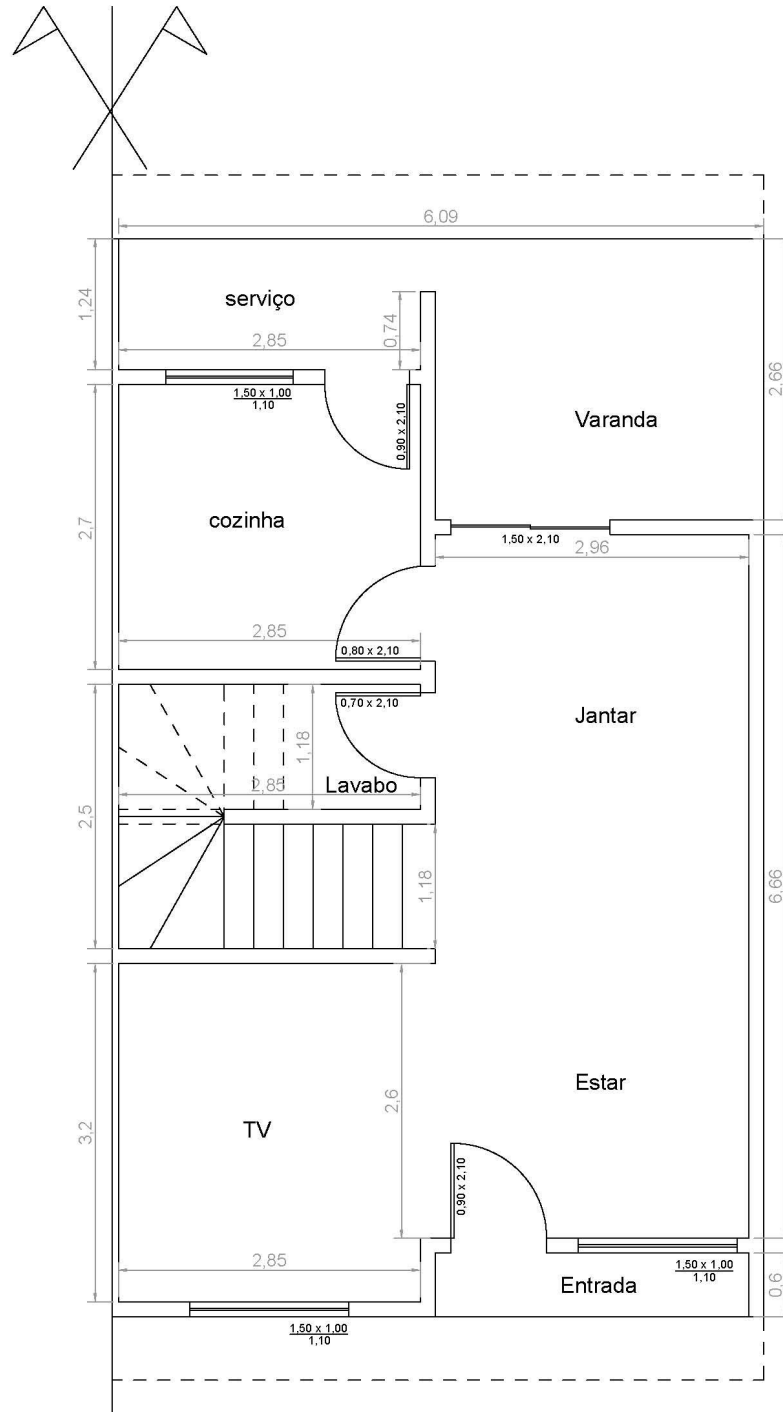


Figura 5. 1 Planta do pavimento térreo.

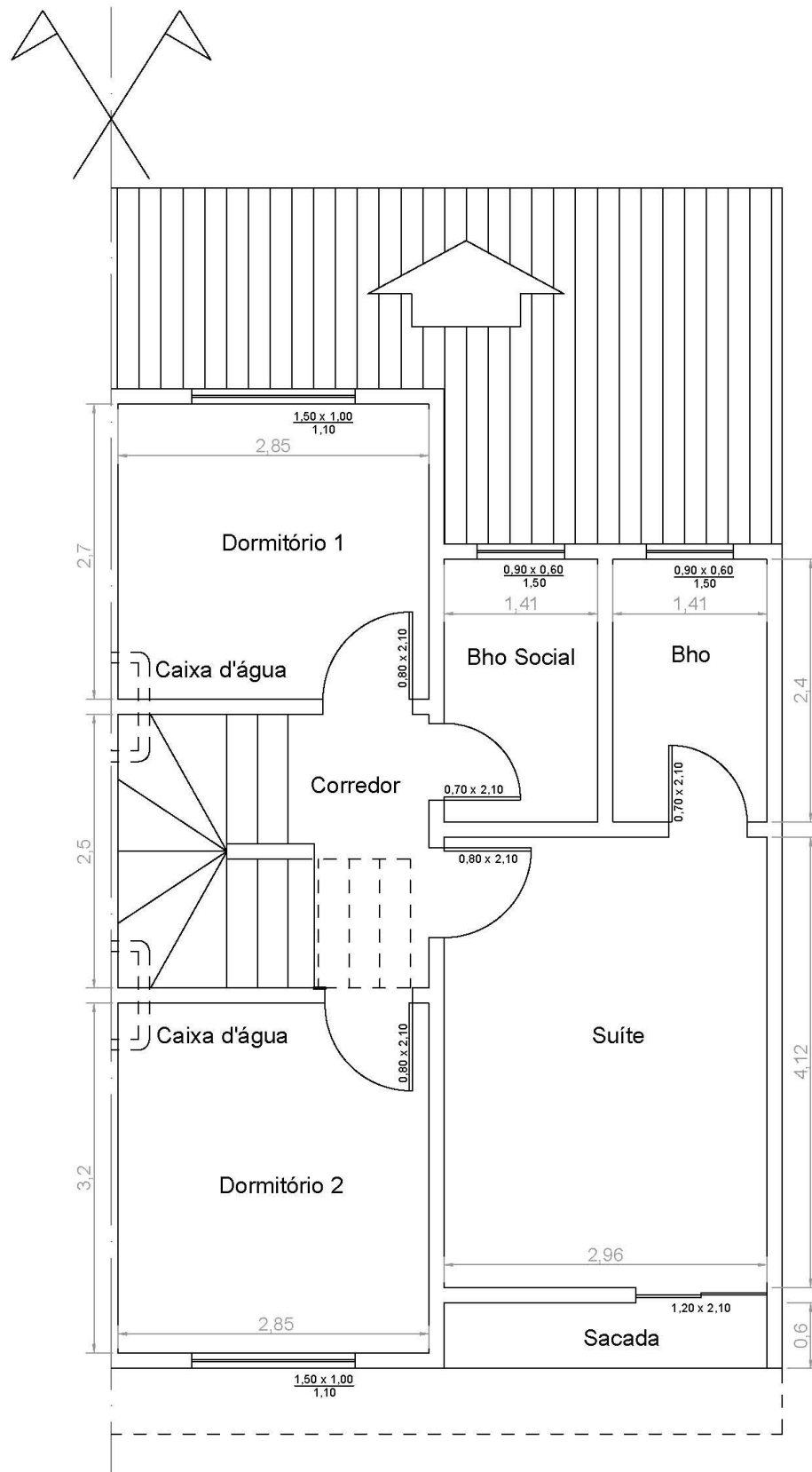


Figura 5. 2 Planta do pavimento superior.

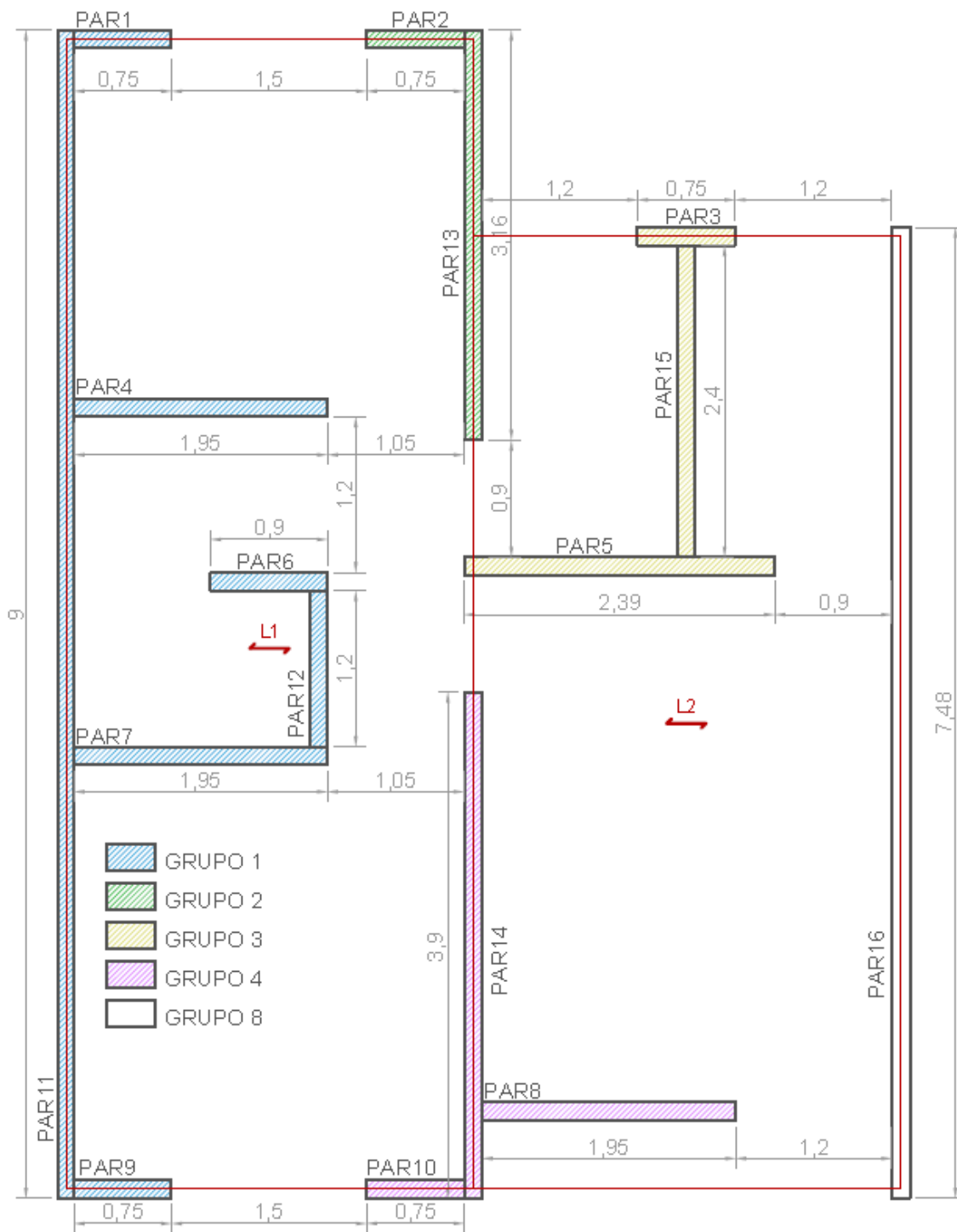


Figura 5. 3 Pavimento superior: definição dos elementos estruturais.

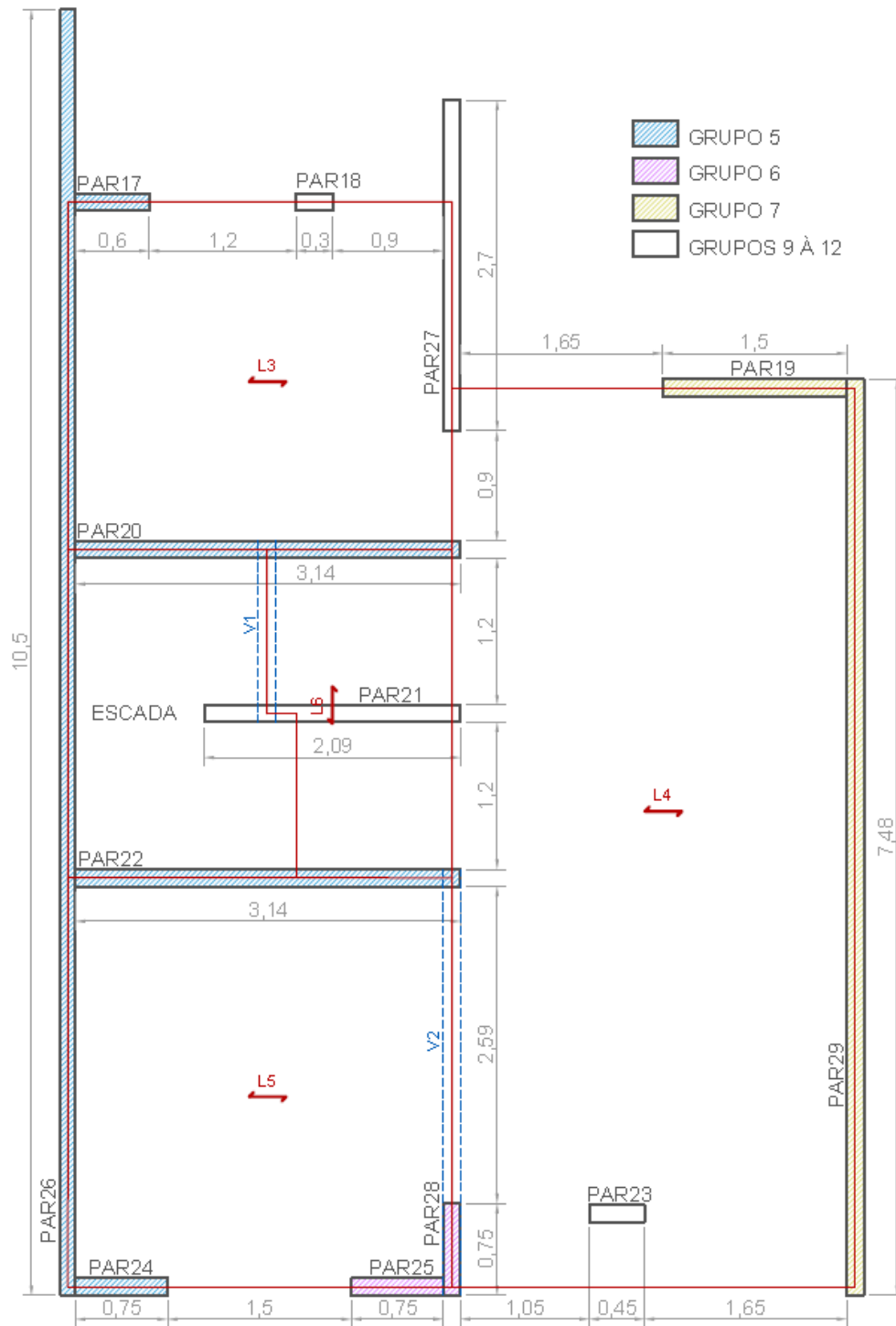


Figura 5. 4 Pavimento térreo: definição dos elementos estruturais.

Todas as demais considerações necessárias para a formulação e distribuição dos carregamentos são similares ao realizado no primeiro exemplo. Ainda são apresentadas as tabelas 5.1 e 5.2, referentes à composição dos carregamentos para as paredes com blocos de concreto de 14 cm de espessura, lembrando que para os outros tipos de blocos pouco se altera, no caso, as larguras das vigas, que

acompanham as espessuras dos blocos dimensionados. O peso próprio dos blocos são modificados para a determinação dos carregamentos das paredes, que como visto nas análises do exemplo anterior, pouco se altera também.

Neste exemplo também é contemplado o dimensionamento com a hipótese de paredes isoladas e grupos isolados. Nas tabelas 5.2 e 5.3, mostra-se a composição dos carregamentos, onde se pode verificar que mais de 90% do carregamento é proveniente de laje e peso próprio das paredes. A distribuição dos grupos de paredes é mostrada nas figuras 5.3 e 5.4, apresentadas anteriormente (por esquema de cores) e na tabela 5.1. As paredes estão coloridas conforme o grupo, paredes sem preenchimento são isoladas. Nota-se que na figura 5.4, referente ao pavimento térreo, as paredes estão dispostas em menor quantidade e muitas são isoladas como por exemplo a PAR 25 e PAR 28, que além de serem isoladas recebem grandes carregamentos.

Tabela 5. 1 Definição dos grupos de paredes.

GRUPO	PAREDES	Comprimento (m)
G1	PAR 1, PAR 4, PAR 6, PAR 7, PAR9, PAR 11, PAR 12	16,50
G2	PAR 2, PAR 13	3,90
G3	PAR 3, PAR 5, PAR 15	5,55
G4	PAR 8, PAR10, PAR 14	6,60
G5	PAR 17, PAR 20, PAR 22, PAR 24, PAR 26	18,15
G6	PAR 25, PAR 28	1,50
G7	PAR 19, PAR 29	9,00
G8 à G12	PAR16, PAR18, PAR21, PAR23, PAR27	*

*cada parede forma um grupo isolado, onde a extensão desse grupo é o comprimento da parede que o compõem.

Tabela 5. 2 Composição de carregamento para paredes de bloco de concreto, pavimento superior.

Elemento	Comp. (m)	Lajes	Vigas	Vergas	Outras Cargas	Peso Próprio	TOTAL	TOTAL Distr.
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN/m)
PAR 1	0,75	0,00	0,00	1,03	0,00	4,12	5,15	6,86
PAR 2	0,75	0,00	0,00	1,03	0,00	4,12	5,15	6,86
PAR 3	0,75	0,00	0,00	1,65	0,00	4,12	5,76	7,68
PAR 4	1,95	0,00	0,00	0,72	2,50	10,70	13,92	7,14
PAR 5	2,40	0,00	0,00	1,85	0,00	13,17	15,02	6,26
PAR 6	0,90	0,00	0,00	0,00	0,00	4,94	4,94	5,49
PAR 7	1,95	0,00	0,00	0,72	2,50	10,70	13,92	7,14
PAR 8	1,95	0,00	0,00	0,82	0,00	10,70	11,52	5,91
PAR 9	0,75	0,00	0,00	1,03	0,00	4,12	5,15	6,86
PAR 10	0,75	0,00	0,00	1,03	0,00	4,12	5,15	6,86
PAR 11	9,00	97,10	0,00	0,00	10,00	49,39	156,49	17,39
PAR 12	1,20	0,00	0,00	0,00	0,00	6,59	6,59	5,49
PAR 13	3,15	36,89	0,00	2,16	0,00	17,29	56,34	17,89
PAR 14	3,90	53,94	0,00	1,34	0,00	21,40	76,68	19,66
PAR 15	2,40	0,00	0,00	0,00	0,00	13,17	13,17	5,49
PAR 16	7,50	42,28	0,00	2,26	0,00	41,16	85,70	11,43
TOTAL		230,21	0,00	15,64	15,00	219,79	480,65	
(%)		47,90	0,00	3,25	3,12	45,73	100,00	

Tabela 5. 3 Composição de carregamento para paredes de bloco de concreto, pavimento térreo.

Elemento	Comp. (m)	Lajes	Vigas	Vergas	Paredes	Outras Cargas	Peso Próprio	TOTAL	TOTAL Distr.
		(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN/m)
PAR 17	0,60	0,00	0,00	0,82	5,15	0,00	3,29	9,26	15,44
PAR 18	0,30	0,00	0,00	1,44	2,57	0,00	1,65	5,66	18,87
PAR 19	1,50	0,00	0,00	1,13	5,76	0,00	8,23	15,13	10,08
PAR 20	3,15	26,77	0,00	1,44	17,21	0,00	17,29	62,71	19,91
PAR 21	2,10	12,32	0,00	0,82	15,74	4,32	11,52	44,73	21,30
PAR 22	3,15	57,57	1,52	0,00	55,56	4,32	17,29	136,25	43,25
PAR 23	0,45	0,00	0,00	1,85	8,64	0,00	2,47	12,97	28,81
PAR 24	0,75	14,67	0,00	1,03	5,15	0,00	4,12	24,96	33,28
PAR 25	0,75	14,67	0,76	1,03	24,32	0,00	4,12	44,89	59,85
PAR 26	10,50	49,72	0,00	0,00	156,49	22,73	57,62	286,57	27,29
PAR 27	2,70	27,73	0,00	2,37	62,20	0,00	14,82	107,12	39,67
PAR 28	0,75	18,20	0,76	0,72	22,05	0,00	4,12	45,85	61,13
PAR 29	7,50	67,53	0,00	1,13	99,80	0,00	41,16	209,62	27,95
TOTAL		289,18	3,04	13,79	480,65	31,37	187,69	1005,71	
(%)		28,75	0,30	1,37	47,79	3,12	18,66	100,00	

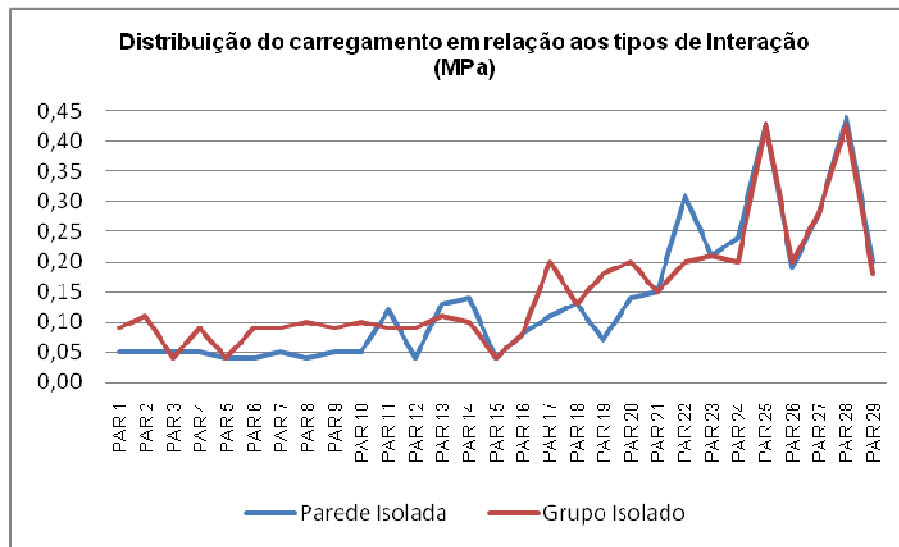


Figura 5. 5 Comparação entre a distribuição dos carregamentos em paredes isoladas e em grupos.

Na figura 5.5 evidencia-se a grandeza das solicitações (valor máximo de 0,45 MPa). Nota-se também que as paredes do pavimento térreo têm um aumento na solicitação em mais de 5 vezes em relação às paredes do pavimento superior. Com a figura 5.5 pode se observar que a consideração da interação entre os elementos estruturais resulta em aumento da solicitação na maior parte das paredes do pavimento superior. Novamente se verifica, como no exemplo 1, paredes isoladas como as mais solicitadas.

Na análise desse exemplo, é interessante observar como a distribuição das paredes é mais eficiente que no exemplo anterior, já que as solicitações são sempre

menores que 0,5 MPa. Para essas solicitações, obtém se para a resistência de prisma/alvenaria valores sempre menores que 2,5 MPa, para todas as normas (figura 5.6). De modo geral, a resistência de alvenaria e de prisma se manteve abaixo de 1,0 MPa. Nesse exemplo, na figura 5.7, a distribuição pela interação dos elementos apresenta maior uniformização, onde notadamente as parede do pavimento superior resultam resistências em torno de 0,5 MPa, e os elementos do pavimento térreo em valores em média, acima de 1,0 MPa. Mas não ajuda para as paredes mais críticas, ambas do mesmo grupo (PAR25 e PAR28).

Os valores de resistência de bloco são detalhados nas tabelas 5.4 e 5.5, para blocos de concreto e cerâmico, respectivamente, e nas figuras 5.8 a 5.11.

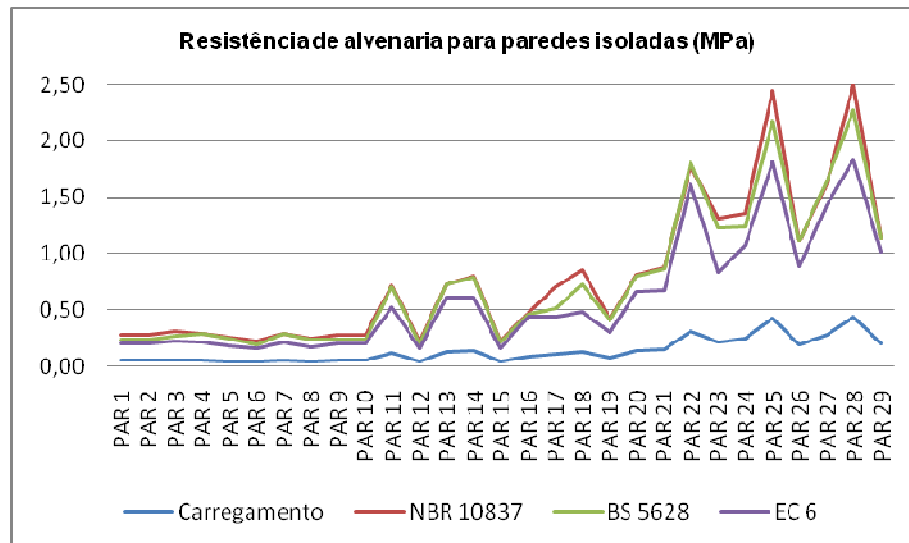


Figura 5. 6 Resistência de prisma (NBR) e alvenaria (BS e EC) para paredes isoladas.

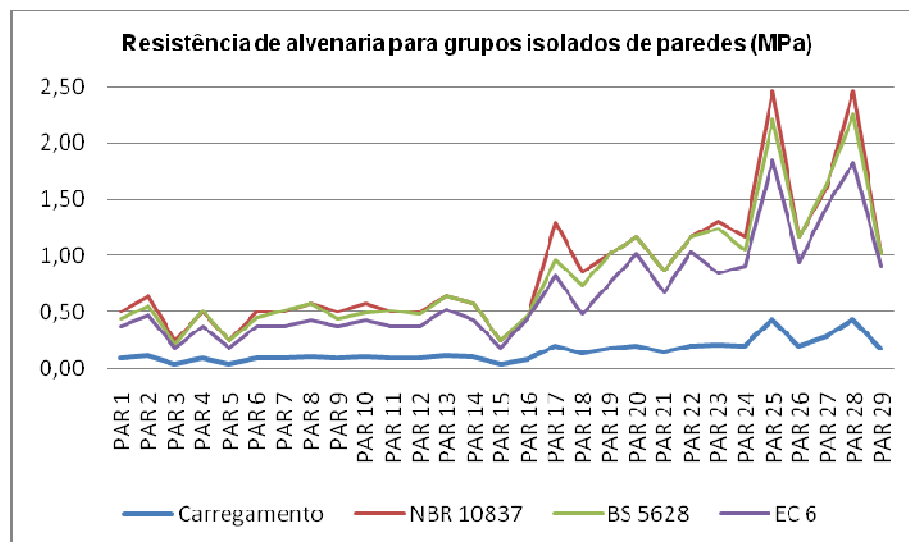


Figura 5. 7 Resistência de prisma (NBR) e alvenaria (BS e EC) para grupos isolados de paredes.

Tabela 5. 4 Tensão resistente de prisma e alvenaria.

t=14 cm	Parede Isolada (MPa)						Grupo Isolado (MPa)					
	Bloco de Concreto			Bloco Cerâmico			Bloco de Concreto			Bloco Cerâmico		
	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6
PAR 14	0,80	0,80	0,61	0,79	0,78	0,61	0,58	0,58	0,42	0,56	0,56	0,41
PAR 17	0,70	0,52	0,44	0,65	0,48	0,41	1,30	0,96	0,82	1,26	0,94	0,79
PAR 22	1,77	1,81	1,64	1,73	1,77	1,55	1,17	1,17	1,05	1,14	1,13	0,99
PAR 23	1,31	1,23	0,84	1,21	1,14	0,78	1,31	1,23	0,84	1,21	1,14	0,78
PAR 24	1,36	1,24	1,18	1,32	1,23	1,16	1,17	1,05	1,01	1,14	1,05	0,99
PAR 25	2,44	2,18	1,92	2,38	2,13	1,88	2,47	2,21	1,94	2,41	2,16	1,91
PAR 26	1,11	1,11	0,89	1,08	1,08	0,87	1,17	1,17	0,94	1,14	1,13	0,92
PAR 27	1,62	1,65	1,50	1,57	1,61	1,41	1,62	1,65	1,50	1,57	1,61	1,41
PAR 28	2,49	2,28	1,99	2,44	2,28	1,95	2,47	2,25	1,97	2,41	2,25	1,93
PAR 29	1,14	1,15	1,38	1,10	1,11	1,27	1,02	1,02	1,22	0,98	0,98	1,11

Tabela 5. 5 Dimensionamento de resistência dos blocos.

t=14 cm	Parede Isolada (MPa)						Grupo Isolado (MPa)					
	Bloco de Concreto			Bloco Cerâmico			Bloco de Concreto			Bloco Cerâmico		
	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6
PAR 14	1,00	0,90	0,77	1,57	0,90	0,88	0,72	0,70	0,46	1,12	0,70	0,51
PAR 17	0,87	0,60	0,48	1,30	0,60	0,50	1,62	1,10	1,16	2,52	1,10	1,30
PAR 22	2,21	2,10	3,07	3,45	2,00	3,29	1,46	1,40	1,62	2,27	1,30	1,73
PAR 23	1,63	1,40	1,21	2,43	1,30	1,26	1,63	1,40	1,21	2,43	1,30	1,26
PAR 24	1,70	1,40	1,71	2,64	1,40	1,95	1,46	1,20	1,35	2,27	1,20	1,55
PAR 25	3,05	2,60	3,66	4,76	2,60	4,11	3,09	2,60	3,72	4,82	2,60	4,19
PAR 26	1,39	1,30	1,31	2,17	1,30	1,48	1,46	1,40	1,42	2,27	1,30	1,59
PAR 27	2,02	1,90	2,61	3,15	1,90	2,79	2,02	1,90	2,61	3,15	1,90	2,79
PAR 28	3,12	2,60	3,71	4,89	2,60	4,29	3,09	2,60	3,65	4,82	2,60	4,21
PAR 29	1,43	1,30	1,61	2,20	1,30	1,69	1,27	1,20	1,34	1,96	1,20	1,41

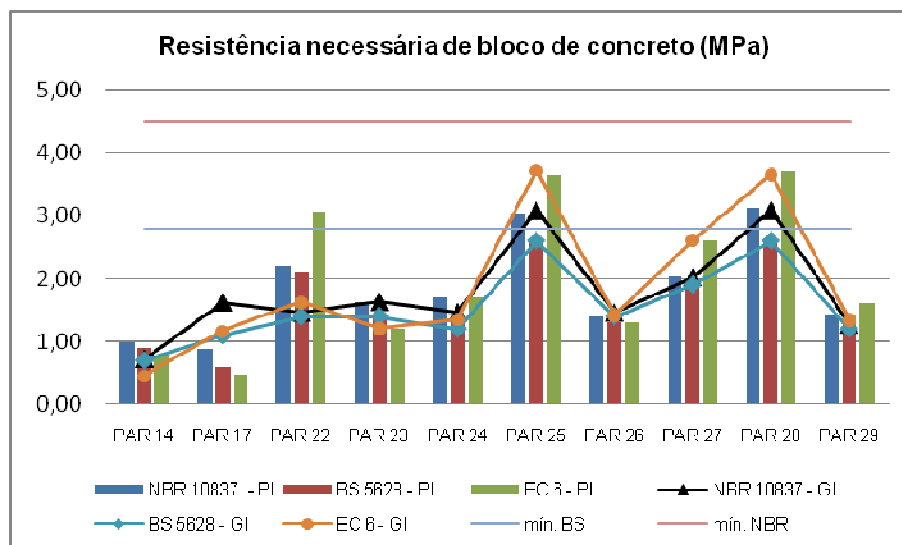


Figura 5. 8 Valores de resistência do dimensionamento com bloco de concreto.

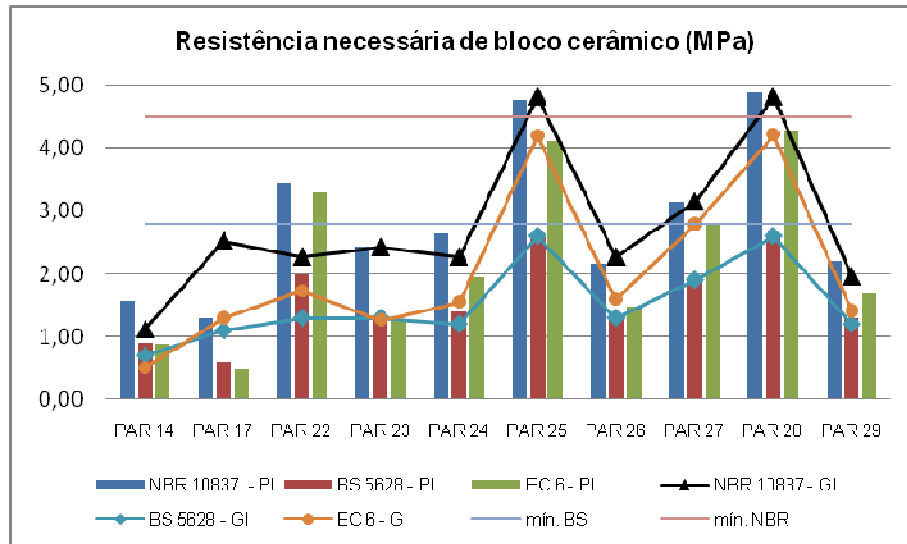


Figura 5. 9 Valores de resistência do dimensionamento com bloco cerâmico.

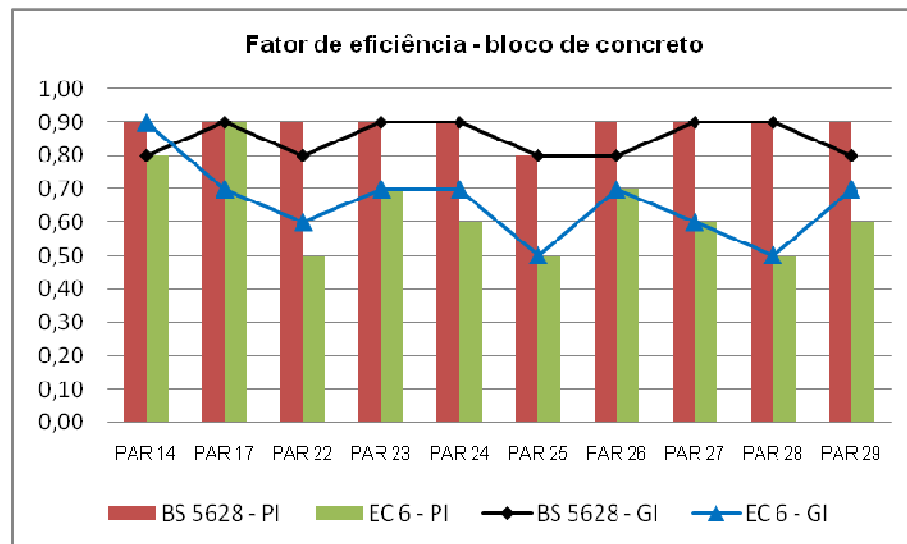


Figura 5. 10 Relação entre as resistências de alvenaria e de bloco (bloco de concreto).

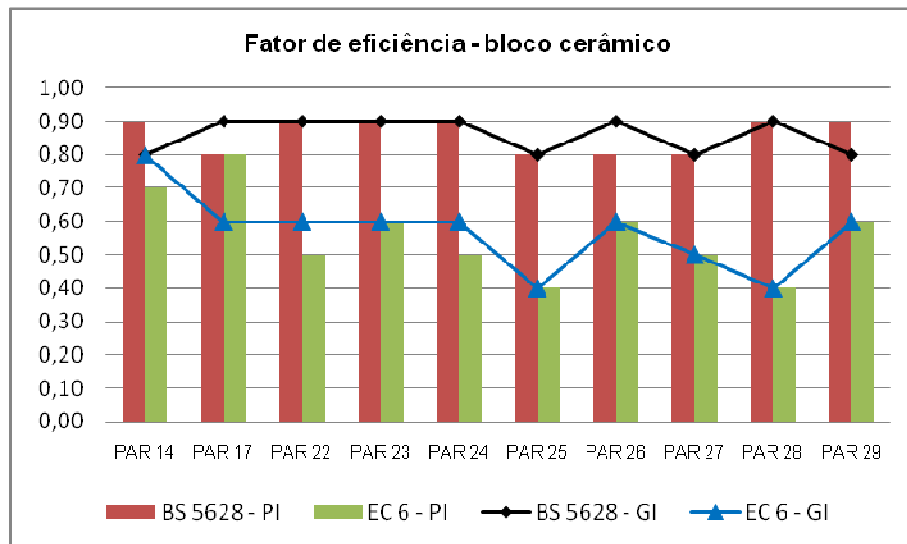


Figura 5. 11 Relação entre as resistências de alvenaria e de bloco (bloco cerâmico).

Nas figuras 5.12 e 5.13 apresentam-se os valores de resistência de blocos usando-se fatores de eficiência empíricos, típicos dos encontrados no Brasil, como feito no exemplo anterior, por ser um procedimento mais consistente.

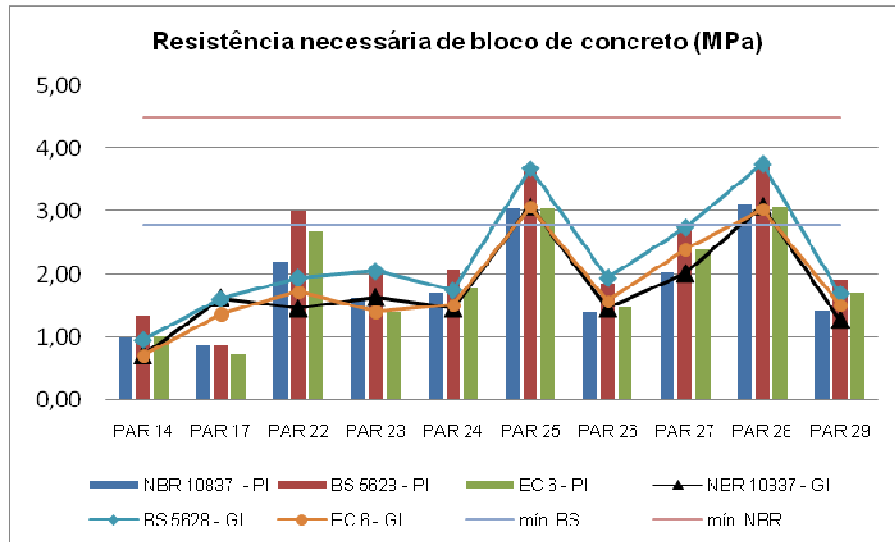


Figura 5. 12 Valores de resistências de bloco usando fatores de eficiência empíricos. (blocos de concreto)

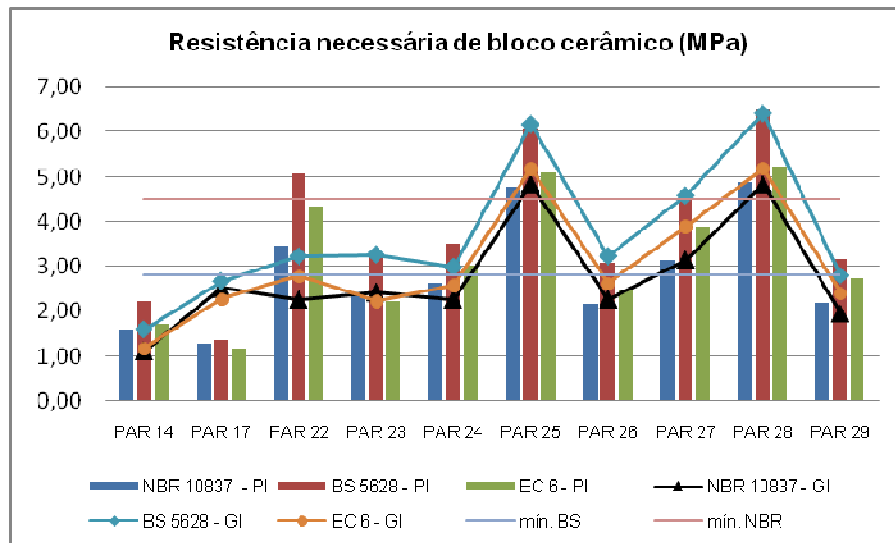


Figura 5. 13 Valores de resistências de bloco usando fatores de eficiência empíricos. (blocos cerâmicos)

Tabela 5. 6 Solução proposta para o exemplo 2, parede isolada.

t=14 cm	Resistência de bloco (Mpa)											
	Bloco de concreto						Bloco cerâmico					
	NBR 10837		BS 5628		EC-6		NBR 10837		BS 5628		EC-6	
	bloco	graute	bloco	graute	bloco	graute	bloco	graute	bloco	graute	bloco	graute
PAR 14	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%
PAR 17	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%
PAR 22	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	50%	4,5	0%
PAR 23	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%
PAR 24	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%
PAR 25	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	50%	4,5	100%	4,5	50%
PAR 26	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%
PAR 27	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%
PAR 28	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	50%	4,5	100%	4,5	50%
PAR 29	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%

Tabela 5. 7 Solução proposta para o exemplo 2, grupo isolado.

t=14 cm	Resistência de bloco - Grupo Isolado (Mpa)											
	Bloco de concreto						Bloco cerâmico					
	NBR 10837		BS 5628		EC-6		NBR 10837		BS 5628		EC-6	
	bloco	graute	bloco	graute	bloco	graute	bloco	graute	bloco	graute	bloco	graute
PAR 14	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%
PAR 17	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%
PAR 22	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%
PAR 23	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%
PAR 24	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%
PAR 25	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	50%	4,5	100%	4,5	50%
PAR 26	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%
PAR 27	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%
PAR 28	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	50%	4,5	100%	4,5	50%
PAR 29	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%

Diferentemente do observado nos gráficos das figuras 5.8 e 5.9, a norma BS 5628 passa a ser responsável pelos maiores valores de resistência de bloco, quando se usam os fatores de eficiência típicos do Brasil (figuras 5.12 e 5.13), seguido do Eurocode. Nesse exemplo, a resistência do bloco cerâmico também resultou maior nas normas internacionais, sendo que nas paredes mais críticas a norma inglesa teve os valores mais altos. Como a maior parte dessas paredes são isoladas, a consideração dos grupos pouco altera os resultados.

Na apuração dos valores de eficiência, embutidos nos dimensionamentos das normas internacionais (figuras 5.8 e 5.9), constata-se novamente a regularidade nos resultados da norma inglesa, com variação entre 70 e 80%. Na norma do Eurocode oscilam entre 50 e 90%, nos blocos de concreto, e 40 e 80% nos blocos cerâmicos, conforme o valor das resistências encontradas (quanto maiores, menor é a eficiência).

As resistências máximas ocorreram nas paredes PAR 25 e PAR 28 (paredes de pequena dimensão e de carregamento elevado). Na análise da interação, essas duas paredes se mantêm com as resistências praticamente inalteradas. Juntas compõem um mesmo grupo, e como possuem dimensões e carregamentos semelhantes, essa análise não apresenta alteração nos resultados.

Nas figuras 5.12 e 5.13 as estimativas da resistência à compressão dos blocos são feitas com os mesmos fatores de eficiência do exemplo 1, para comparar com os métodos das normas estrangeiras. Os resultados mostram que para paredes isoladas, apenas 2 paredes requerem blocos de concreto com resistências pouco acima de 3,0 MPa. Para bloco cerâmico, o bloco de 4,5 MPa com quase zero de graute é suficiente em todas as normas. Para análise de grupo, a situação não se altera, como já comentado.

Algumas soluções são apresentadas nas tabelas 5.6 e 5.7, onde por aqui se evidenciam os comentários anteriores.

5.1.2 DIMENSIONAMENTOS COM BLOCOS DE 11,5 CM DE ESPESSURA

Como verificado anteriormente, os resultados para os blocos de 14 cm de espessura, tanto de concreto como cerâmico são atendidos com segurança pelo bloco de 4,5 MPa de resistência à compressão, eventualmente grauteado. Apresenta-se neste item o dimensionamento com os blocos de 11,5 cm, de forma análoga ao realizado no exemplo anterior. A figura 5.14 mostra a tensão solicitante obtida para cada parede desse exemplo.

Nas paredes mais solicitadas (PAR 25 e PAR 28) o maior valor de tensão se aproximou de 0,5 MPa. Em contrapartida, de modo geral, os valores se mantêm baixos, entre de 0,05 e 0,2 MPa.

Os resultados do dimensionamento são apresentados nas figuras 5.15 e 5.16, obtidos da tabela 5.8, para resistências relacionadas à alvenaria e prisma de paredes isoladas e agrupadas, respectivamente. A tabela 5.9 segue com os valores de resistência de bloco.

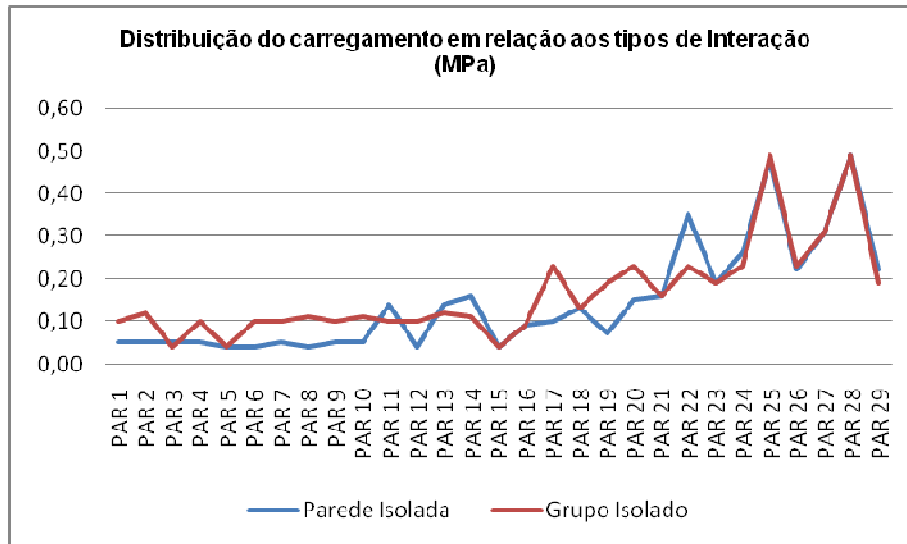


Figura 5. 14 Comparação entre a distribuição dos carregamentos em paredes isoladas e em grupos.

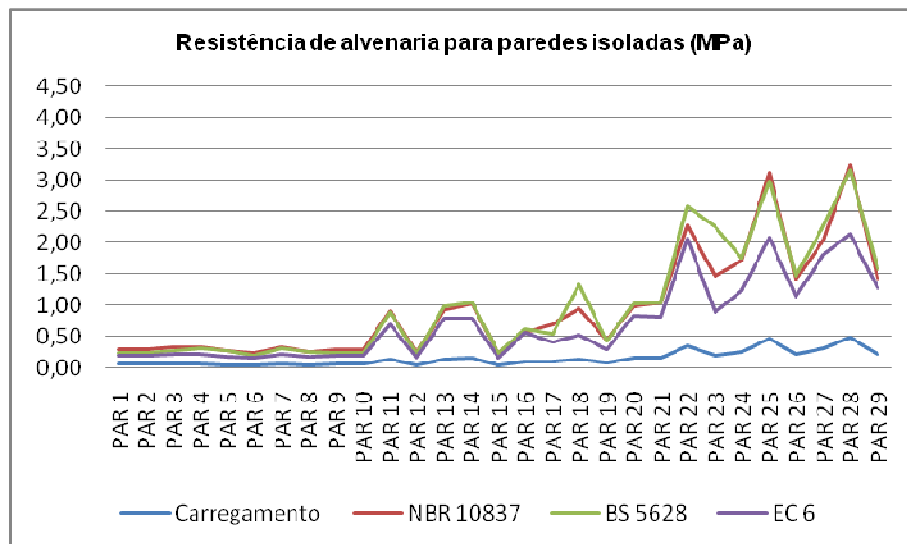


Figura 5. 15 Resistência de prisma (NBR) e alvenaria (BS e EC) para paredes isoladas.

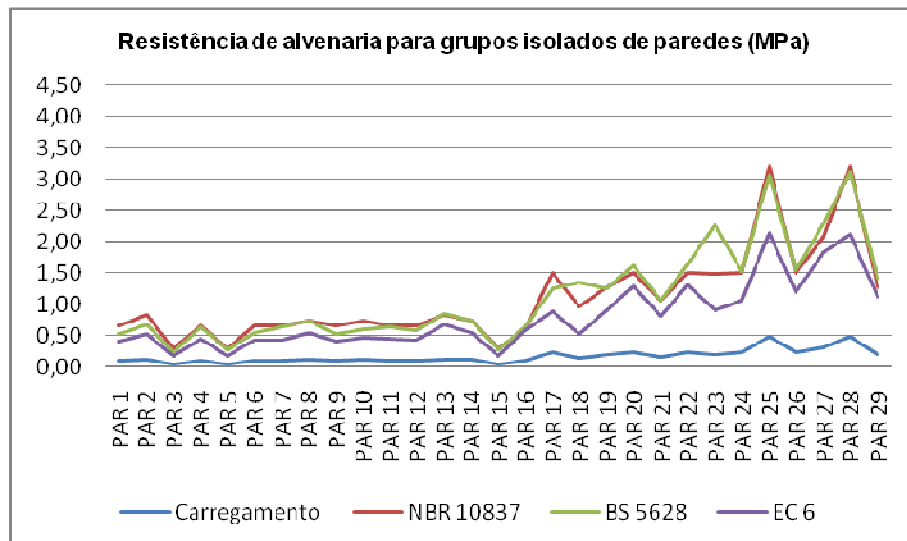


Figura 5. 16 Resistência de prisma (NBR) e alvenaria (BS e EC) para grupos isolados de paredes.

Para a situação de parede isolada os resultados para resistência de alvenaria ficaram pouco acima dos encontrados para o bloco de 14 cm de espessura; para os elementos mais críticos, são necessários valores de resistência (prisma ou parede) entre 2,5 e 3,0 MPa. Nessa simulação, os valores encontrados com a NBR 10837 são bem semelhantes ao da norma inglesa, sendo as duas com resultados superiores ao da norma do comitê europeu. Na consideração dos grupos de paredes, com exceção das paredes PAR 25 e PAR28, as resistências do pavimento térreo se mantém próximo dos 2,0 MPa.

As estimativas das resistências de blocos são apresentadas nas figuras 5.17 e 5.18 (no caso das normas internacionais, conforme formulação específica para obtenção da resistência do bloco – a partir da resistência da parede e da argamassa).

Tabela 5. 8 Tensão resistente de prisma e alvenaria.

<i>t=11,5 cm</i>	Parede Isolada (MPa)						Grupo Isolado (MPa)					
	Bloco de Concreto			Bloco Cerâmico			Bloco de Concreto			Bloco Cerâmico		
	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6
PAR 14	1,03	1,05	0,80	1,03	1,04	0,79	0,73	0,72	0,53	0,71	0,70	0,52
PAR 17	0,69	0,55	0,41	0,66	0,52	0,39	1,50	1,24	0,88	1,46	1,21	0,86
PAR 22	2,27	2,58	2,06	2,25	2,54	2,04	1,50	1,64	1,31	1,46	1,60	1,28
PAR 23	1,46	2,24	0,89	1,37	2,10	0,83	1,48	2,26	0,90	1,37	2,10	0,83
PAR 24	1,71	1,76	1,24	1,69	1,73	1,22	1,50	1,51	1,06	1,46	1,48	1,04
PAR 25	3,13	2,99	2,09	3,08	2,99	2,08	3,20	3,05	2,13	3,14	3,05	2,13
PAR 26	1,41	1,46	1,13	1,40	1,44	1,12	1,50	1,54	1,20	1,46	1,51	1,17
PAR 27	2,05	2,27	1,81	2,02	2,23	1,78	2,07	2,28	1,82	2,02	2,23	1,78
PAR 28	3,23	3,15	2,14	3,19	3,11	2,11	3,20	3,11	2,11	3,14	3,05	2,07
PAR 29	1,42	1,59	1,27	1,39	1,56	1,25	1,27	1,40	1,12	1,23	1,36	1,09

Tabela 5. 9 Dimensionamento de resistência dos blocos.

<i>t=11,5 cm</i>	Parede Isolada (MPa)						Grupo Isolado (MPa)					
	Bloco de Concreto			Bloco Cerâmico			Bloco de Concreto			Bloco Cerâmico		
	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6	NBR 10837	BS 5628	EC 6
PAR 14	1,28	1,20	1,22	2,05	1,20	1,22	0,92	0,90	0,69	1,43	0,90	0,67
PAR 17	0,87	0,70	0,47	1,32	0,70	0,44	1,87	1,40	1,42	2,92	1,40	1,37
PAR 22	2,84	3,00	4,76	4,49	2,90	4,68	1,87	1,90	2,49	2,92	1,90	2,42
PAR 23	1,82	2,60	1,44	2,74	2,40	1,31	1,85	2,40	1,45	2,74	2,40	1,31
PAR 24	2,14	2,00	2,30	3,37	2,00	2,25	1,87	1,80	1,85	2,92	1,70	1,80
PAR 25	3,91	3,50	4,85	6,15	3,50	4,84	4,00	3,50	4,99	6,27	3,50	4,97
PAR 26	1,77	1,80	2,02	2,79	1,70	1,99	1,87	1,80	2,19	2,92	1,70	2,13
PAR 27	2,56	2,60	3,96	4,04	2,60	3,86	2,59	2,60	3,99	4,04	2,60	3,86
PAR 28	4,04	3,60	5,02	6,39	3,60	4,93	4,00	3,60	4,92	6,27	3,50	4,80
PAR 29	1,77	1,80	2,39	2,78	1,80	2,32	1,59	1,80	2,00	2,46	1,60	1,91

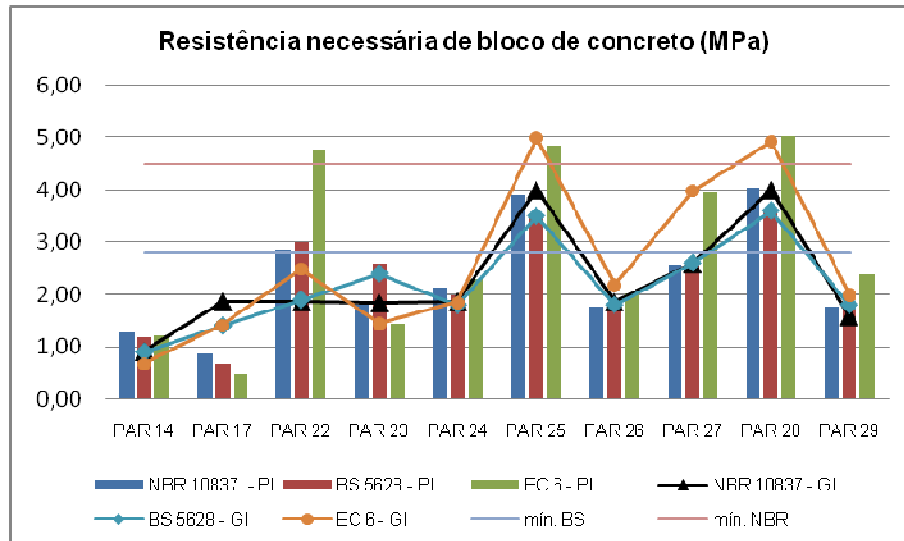


Figura 5. 17 Valores de resistência o dimensionamento com bloco de concreto.

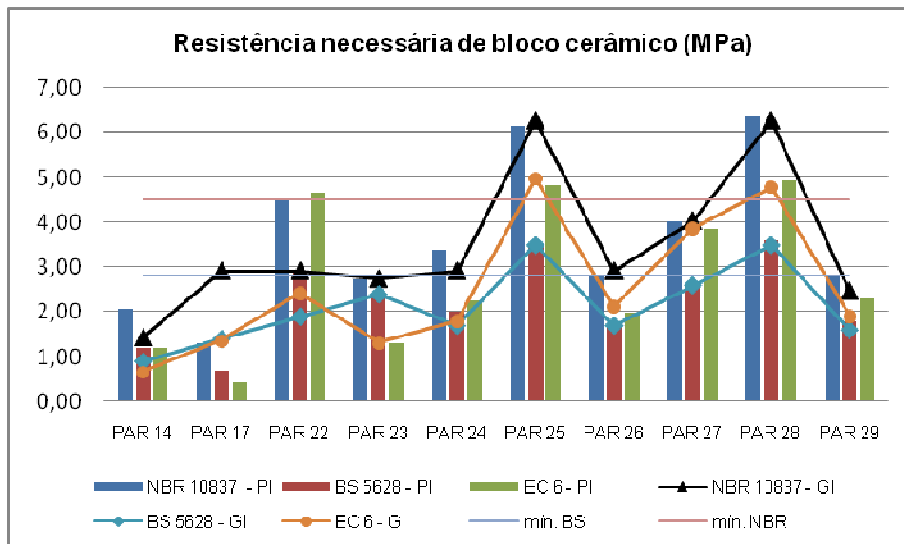


Figura 5. 18 Valores de resistência o dimensionamento com bloco cerâmico.

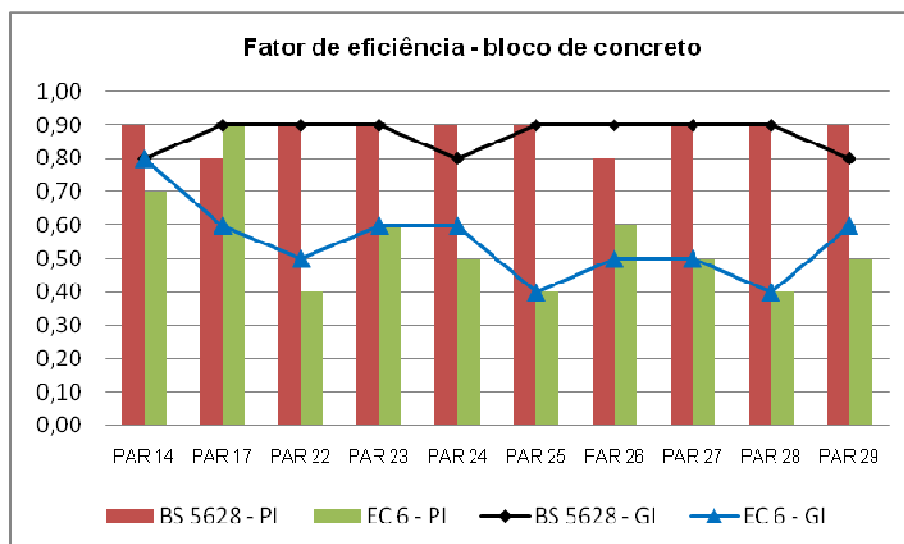


Figura 5. 19 Relação entre as resistências de alvenaria e de bloco (bloco de concreto).

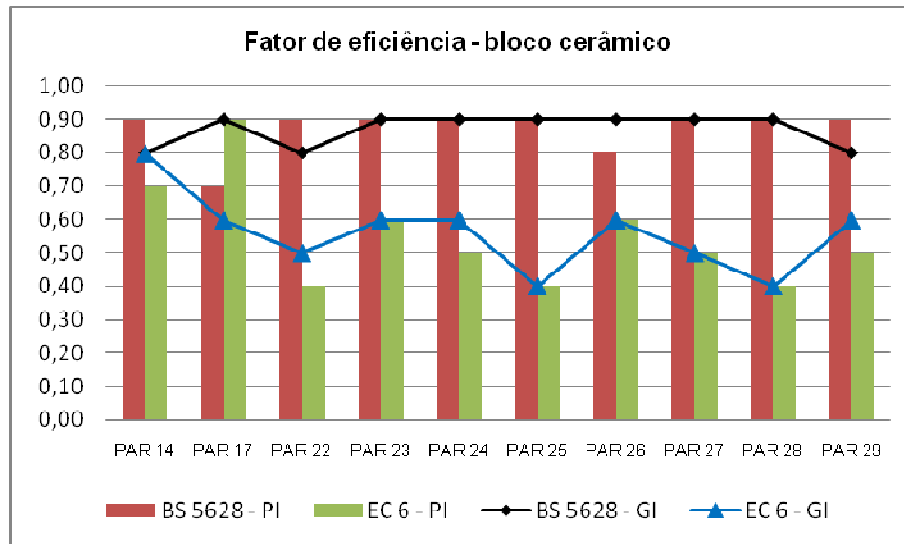


Figura 5. 20 Relação entre as resistências de alvenaria e de bloco (bloco cerâmico)

Verifica-se que os resultados mostrados nas figuras 5.17 a 5.18 são semelhantes aos encontrados para os blocos de 14 cm: os valores máximos são obtidos do dimensionamento pelo EC, no caso dos blocos de concreto e cerâmicos (empregou-se resistência de argamassa de 1,5 MPa). Para os resultados da BS a argamassa utilizada é do tipo 4.

Para os blocos cerâmicos, os resultados foram mais conservadores pela norma brasileira. Com o uso da eficiência de 80% adotada para bloco de concreto na norma nacional, se verifica que os resultados permitem o uso de blocos com essa espessura com uma resistência de 4,5 MPa, inclusive sem o uso de graute, e com a consideração de grupos de paredes essa situação fica mais favorável.

A eficiência dos blocos pelas duas normas estrangeiras (figuras 5.19 e 5.20) seguem a tendência do exemplo anterior, com uma oscilação entre 80 e 90% na BS, para ambos os blocos; e no EC, variando entre 40 a 80% para os dois tipos de unidades de alvenaria.

De forma análoga ao realizado no exemplo 1, nas figuras 5.21 e 5.22 se apresentam os resultados de resistência dos blocos obtidos empregando-se os fatores de eficiência comumente empregados no Brasil, no caso das normas internacionais, a partir da resistência necessária das paredes. Nesta situação, as normas estrangeiras se tornam menos econômicas, especialmente para o bloco cerâmico.

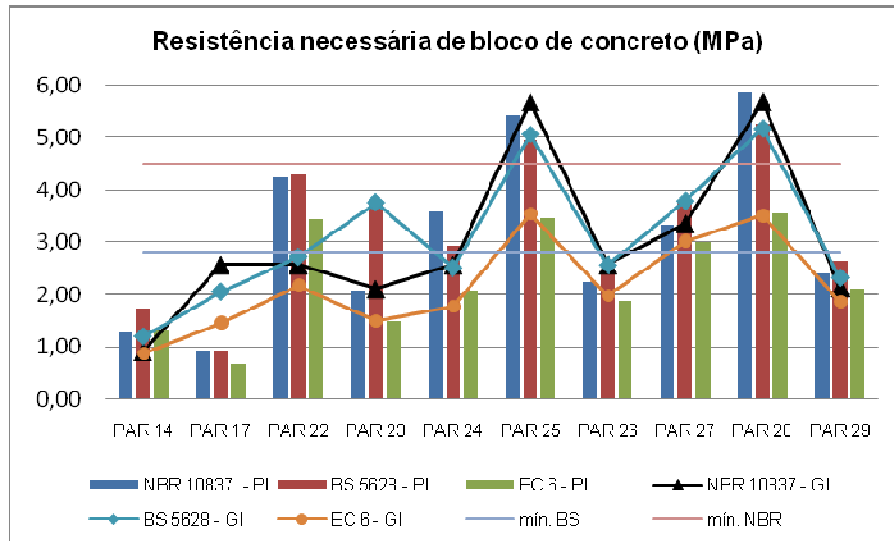


Figura 5. 21 Valores de resistências de bloco usando fatores de eficiência empíricos. (blocos de concreto)

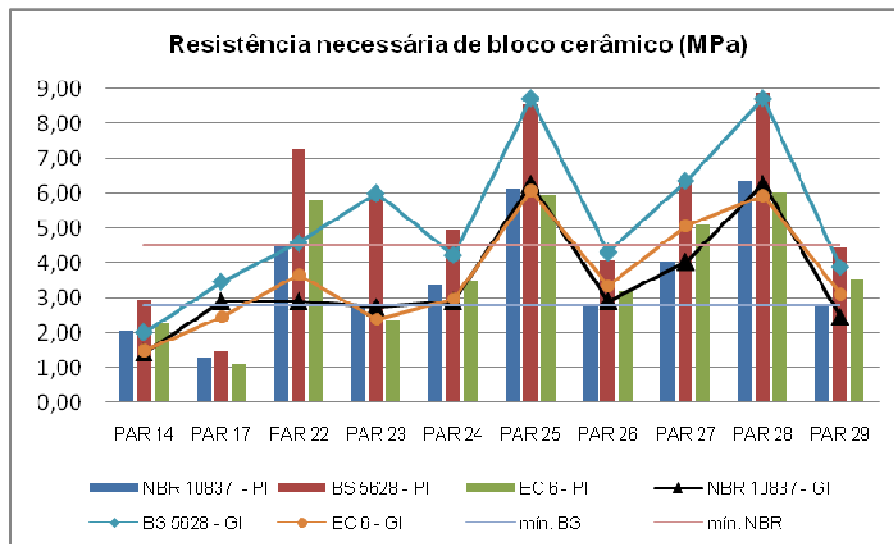


Figura 5. 22 Valores de resistências de bloco usando fatores de eficiência empíricos. (blocos cerâmicos)

Tabela 5. 10 Solução proposta para o exemplo 2, parede isolada.

t=11,5 cm	Resistência de bloco – Parede Isolada (Mpa)											
	Bloco de concreto						Bloco cerâmico					
	NBR 10837		BS 5628		EC-6		NBR 10837		BS 5628		EC-6	
	bloco	graute	bloco	graute	bloco	graute	bloco	graute	bloco	graute	bloco	graute
PAR 14	3,0	0%	3,0	0%	3,0	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%
PAR 17	3,0	0%	3,0	0%	3,0	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%
PAR 22	3,0	70%	3,0	70%	3,0	50%	4,5	0%	4,5	70%	4,5	50%
PAR 23	3,0	0%	3,0	50%	3,0	0%	4,5	0%	4,5	50%	4,5	0%
PAR 24	3,0	50%	3,0	0%	3,0	0%	4,5	0%	4,5	30%	4,5	0%
PAR 25	3,0	100%	3,0	100%	3,0	50%	4,5	50%	4,5	100%	4,5	50%
PAR 26	3,0	0%	3,0	0%	3,0	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%
PAR 27	3,0	30%	3,0	50%	3,0	0%	4,5	0%	4,5	50%	4,5	30%
PAR 28	3,0	100%	3,0	100%	3,0	50%	4,5	50%	4,5	100%	4,5	50%
PAR 29	3,0	0%	3,0	0%	3,0	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%

Tabela 5. 11 Solução proposta para o exemplo 2, grupo isolado.

t=11,5 cm	Resistência de bloco - Grupo Isolado (Mpa)											
	Bloco de concreto						Bloco cerâmico					
	NBR 10837		BS 5628		EC-6		NBR 10837		BS 5628		EC-6	
	bloco	graute	bloco	graute	bloco	graute	bloco	graute	bloco	graute	bloco	graute
PAR 14	3,0	0%	3,0	0%	3,0	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%
PAR 17	3,0	0%	3,0	0%	3,0	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%
PAR 22	3,0	0%	3,0	0%	3,0	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%
PAR 23	3,0	0%	3,0	50%	3,0	0%	4,5	0%	4,5	50%	4,5	0%
PAR 24	3,0	0%	3,0	0%	3,0	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%
PAR 25	3,0	100%	3,0	100%	3,0	50%	4,5	50%	4,5	100%	4,5	50%
PAR 26	3,0	0%	3,0	0%	3,0	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%
PAR 27	3,0	30%	3,0	50%	3,0	0%	4,5	0%	4,5	50%	4,5	30%
PAR 28	3,0	100%	3,0	100%	3,0	50%	4,5	50%	4,5	100%	4,5	50%
PAR 29	3,0	0%	3,0	0%	3,0	0%	4,5	0%	4,5	0%	4,5	0%

Algumas soluções são apresentadas nas tabelas 5.10 e 5.11, segundo a hipótese de usar os fatores de eficiência para a determinação da resistência dos blocos (conforme gráficos 5.21 e 5.22). Novamente, pelo menos para o bloco de concreto, em ambas as situações de parede isoladas e de grupos de paredes, o bloco de 3,0 MPa aparece como uma solução possível, com uso de graute pouco mais elevado para paredes isoladas, isso ocorre de modo geral entre os resultados das três normas. Para o bloco cerâmico, o bloco de 4,5 MPa é uma solução com quantidade de graute semelhante a especificada nos blocos de concreto.

Nas figuras 5.23 e 5.24 se comparam os resultados das resistências de alvenaria e prisma dos blocos de 14 e 11,5 cm de espessura, como feito para o primeiro exemplo. Neste caso, novamente observa-se uma tendência; a norma brasileira novamente se mostra mais conservadora nos resultados, para os tipos estudados. O Eurocode se apresenta mais evidente como o dimensionamento mais econômico. Nesse exemplo os resultados da BS e da NBR se mostraram mais próximos em todas as situações estudadas.

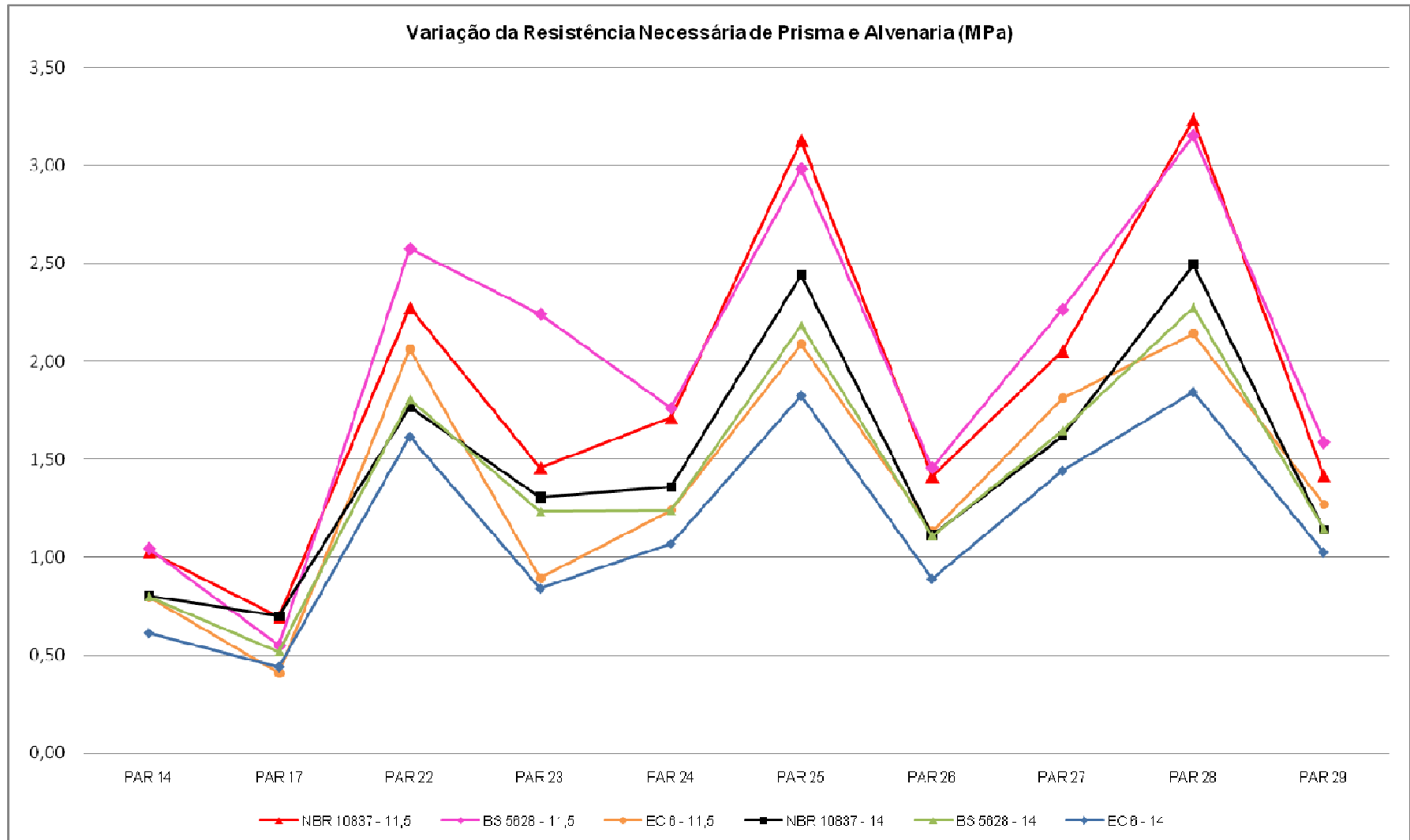


Figura 5. 23 Variação das resistências (prisma e alvenaria) conforme a espessura do bloco para paredes isoladas.

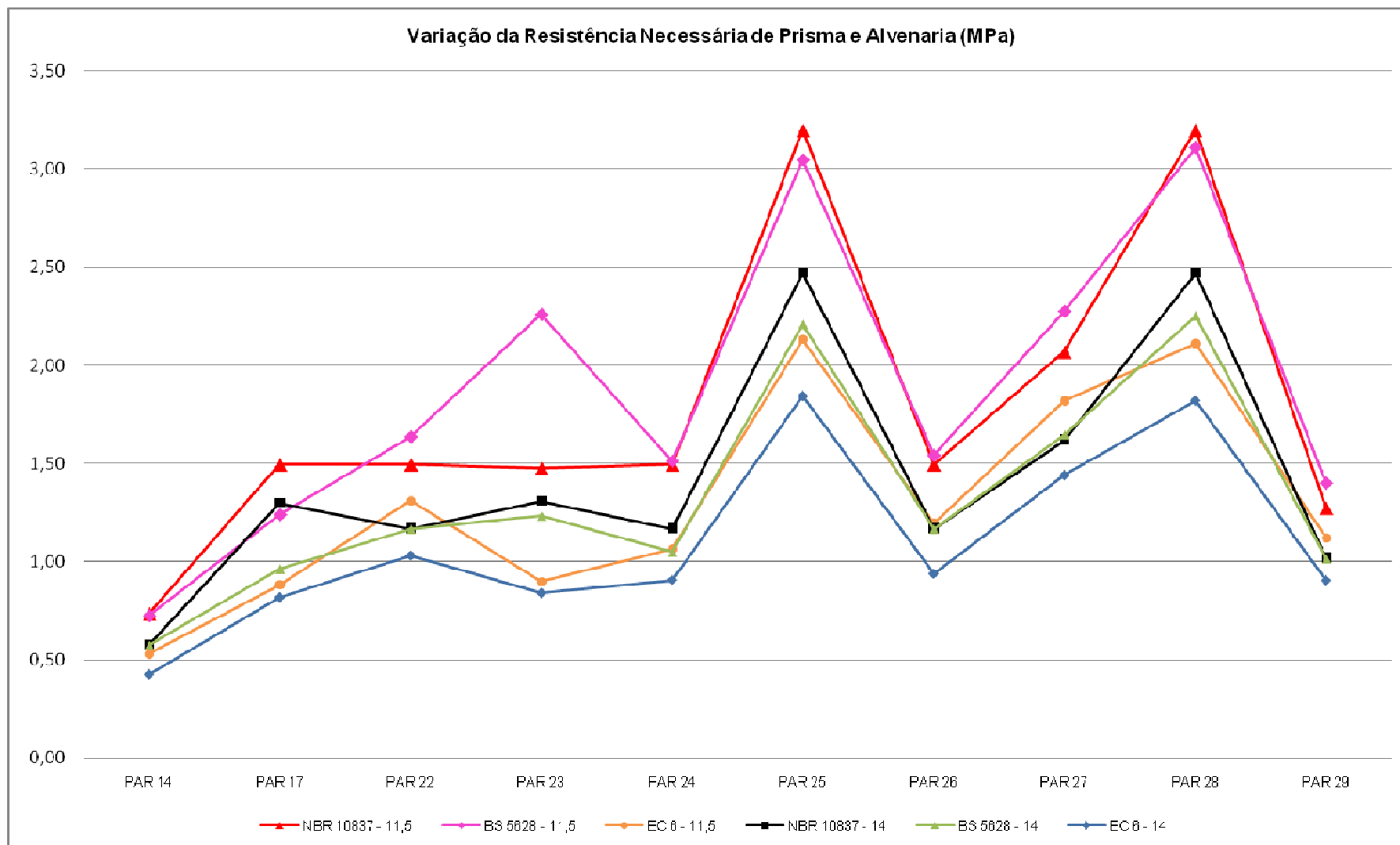


Figura 5. 24 Variação das resistências (prisma e alvenaria) conforme a espessura do bloco para grupos isolados.

6. SÍNTESE DAS ANÁLISES DOS RESULTADOS

Neste capítulo se apresenta uma síntese da análise dos resultados dos exemplos dimensionados, focando nos seguintes aspectos: distribuição do carregamento; parâmetros geométricos e impacto no dimensionamento de cada norma; comparativo de resultados obtidos com as três normas; e viabilidade dos blocos empregados.

6.1. DISTRIBUIÇÃO DOS CARREGAMENTOS

Considerando os projetos estudados, evidencia-se que a maior parte do carregamento é proveniente das lajes e peso próprio das paredes. A distribuição do apoio das lajes se revela muito importante, verificado nos dois exemplos, onde por determinação arquitetônica, elementos como vigas foram indispensáveis, e ocasionaram em carregamentos críticos, principalmente quando incidiram sobre paredes isoladas e/ou de pequenos comprimentos, como: na parede PAR 34 do primeiro exemplo e nas paredes PAR 25 e 28 do segundo exemplo.

Observou-se pelos resultados que na etapa da concepção arquitetônica, a divisão dos ambientes e o estudo do apoio de grandes carregamentos em paredes isoladas e de comprimento relativamente pequeno é um aspecto muito relevante. Paredes com carregamentos superiores a 50 kN/m podem potencialmente requerer blocos de resistência maiores que 4,5 MPa e/ou graute.

Como comentado, um ponto importante do dimensionamento é a presença de cargas concentradas elevadas, como no caso de vigas que apóiam grande área de laje. Embora a parede não esteja obrigatoriamente muito carregada, a possibilidade de haver compressão excessiva localizada deve ser verificada. Além disso, no cálculo é usual distribuir todo o carregamento concentrado pela extensão da parede, mesmo quando ela é muito extensa. Como na prática dificilmente isso ocorre, talvez seja interessante prever pontos de graute na região da parede mais próxima da viga.

Com relação ao carregamento devido ao peso próprio das unidades de alvenaria, observa-se a pequena variação para materiais diferentes. Para os blocos de 11,5 cm, embora o carregamento tenha diminuído, houve aumento da sollicitação, pois a redução da área de distribuição do carregamento ainda implicou em tensões sollicitantes superiores à situação do bloco de 14 cm. Isso foi mais intenso para as

paredes onde a parcela de carga da laje foi maior. Além disso, outros parâmetros se tornaram mais críticos, especialmente a esbeltez, com reflexos diretos no dimensionamento.

A consideração da interação das paredes pode resultar em grandes vantagens econômicas. Embora algumas paredes tenham a solicitação aumentada, elas nunca são críticas. As mais carregadas (críticas) sempre resultam em carregamento menor. Este efeito foi pouco observado nos exemplos desse trabalho, onde as paredes críticas em sua grande maioria foram as isoladas.

Entretanto, a consideração da interação deve ser feita com cuidado para edificações de baixa altura, especialmente para casas térreas. Para dois pavimentos, em geral, pode-se considerar adequado para o pavimento inferior. A consideração da interação torna viável a execução das edificações até com os blocos de 11,5 cm com resistência à compressão de 3,0 MPa (presente na nova norma nacional de blocos estruturais), como verificado nos exemplos, salvo algumas paredes que podem ser mais críticas. Ou seja, o uso pode ser viável, desde que devidamente calculado. A possibilidade do uso desse bloco se limitou à unidade de concreto, que tem maior eficiência, e na grande parte na hipótese de grupos de paredes.

Nos dois sobrados, as paredes dos pavimentos superiores são solicitadas em média por tensões da ordem de 0,10 MPa. Para o pavimento térreo dos sobrados os valores são obviamente maiores. Além do acréscimo de carga, observa-se normalmente menor densidade de paredes nos exemplos. Assim, os valores médios são da ordem de 0,45 MPa de solitação. A grande discrepância se observou no exemplo 1, em que uma parede isolada atingiu solicitação de 0,8 e 1,0 MPa, para blocos de 14 cm e 11,5 cm, respectivamente.

6.2. ANÁLISE DOS PARÂMETROS GEOMÉTRICOS

Pode-se admitir que a esbeltez é o fator geométrico determinante na especificação da resistência da alvenaria estrutural. Exceto para a norma brasileira, o bloco de 11,5 cm de espessura atende aos limites das normas. Mesmo que possível o uso deste bloco pela norma brasileira, o fator de redução da resistência da parede seria maior do que o do bloco de 14 cm. Para a altura de 2,8 metros, ele passa de 0,875 para 0,774. Como a norma não prevê esta espessura de bloco, muito provavelmente a expressão não está calibrada para atender a esta variação de espessura.

Nas duas normas internacionais, o redutor relacionado com a esbeltez contempla ainda o efeito da excentricidade. Além disso, há uma grande diferença em relação à altura efetiva. Na norma inglesa, ela é reduzida para o valor de 0,75 vezes a altura real. Na norma europeia, esta redução é ainda maior, conforme a condição de travamento lateral. Na tabela 4.1 se destaca como variam os coeficientes redutores em função da esbeltez das paredes. Nesta tabela foram empregados os valores de excentricidade de 0,05t.

Tabela 6. 1 Comparação dos coeficientes de redução da resistência.

Altura Efetiva (m)	Esbeltez	NBR 10837	BS 5628	EC-6
2,8	20	0,88	0,7	0,63
2,1	15	0,95	0,86	0,75
0,98	7	1,00	1,00	0,88

Observa-se que, embora se permita valores de esbeltez maiores, nas normas internacionais se penalizam mais as paredes do que a norma brasileira, aplicando fatores de redução menores neste aspecto. Note-se que para mesmo fator de redução, a esbeltez de 20 na norma brasileira corresponde a esbeltez de 7 no Eurocode. Registra-se, novamente, que no caso da norma internacional se empregou a excentricidade mínima (0,05t).

6.3. CONSIDERAÇÃO DE EXCENTRICIDADES

A excentricidade é outro parâmetro fundamental na determinação dos coeficientes de redução da resistência pelas normas internacionais. Nesse trabalho, a maior parte das paredes resultou em valores de excentricidades entre 0,1t e 0,18t; nos casos mais críticos, 0,25t. A maior parte das paredes apresentou-se crítica na região central, onde os valores das excentricidades são maiores.

Nas paredes em que a parcela de peso próprio é preponderante, a região crítica ocorre na base, embora a excentricidade seja sempre menor. A região do topo raramente se mostrou crítica.

Conforme já comentado, embora permita a consideração de travamentos laterais na diminuição da altura efetiva, o fator de redução do Eurocode é maior. Mesmo assim, esta norma resultou em dimensionamento mais econômico para a resistência característica de alvenaria.

6.4. DETERMINAÇÃO DAS RESISTÊNCIAS

Excluindo as paredes críticas (em torno de 3 a 5 elementos em cada exemplo), a grande maioria das paredes resultou em resistência de prisma ou da alvenaria menor que 2,0 MPa. Nas mais críticas, algumas superaram 4,5 MPa, principalmente para os blocos de 11,5 cm de espessura.

Entre os dois exemplos, o primeiro é o que apresentou valores mais altos de resistência necessária. A densidade de parede do pavimento térreo é de 0,3 m/m², valor baixo em relação ao recomendado, de 0,5 a 0,7 m/m². Além disso, há muitas paredes isoladas de pequena extensão com carregamento elevado.

Na comparação dos resultados obtidos com as normas, observa-se boa convergência de valores. Contudo, é possível destacar que a norma brasileira e a britânica são mais conservadoras, em geral. A norma do Eurocode apresentou o maior valor dos exemplos, PAR34. A NBR10837:1989, em geral, resultou nos maiores valores (de prisma) com as das espessuras de bloco. Apesar das diferenças, estas são na maioria muito pequenas, tanto que as resistências (prisma e alvenaria) praticamente induziram a soluções de blocos muito próximas.

Há que se lembrar a diferença entre a resistência média de prisma e da resistência característica da alvenaria. Ponderando este fato, os valores da norma brasileira seriam menores. Ou seja, embora sejam mais flexíveis ao permitirem blocos de menor espessura e paredes mais esbeltas, as normas internacionais são mais rigorosas no dimensionamento, e na grande parte dos resultados, mais conservadoras.

Na estimativa da resistência à compressão do bloco, para a norma brasileira utiliza-se fatores de eficiência empíricos, e posteriormente verifica-se por resultados de ensaios de resistência de prisma. As formulações das normas estrangeiras resultam em valores de resistência de bloco que embutem eficiência maior do que normalmente se encontra no Brasil, especialmente para os blocos cerâmicos.

Na especificação final dos valores de resistência dos blocos (ou na análise da solução dada para o projeto/paredes), observam-se alguns pontos importantes. Embora a grande maioria das paredes possa empregar blocos de resistência até 4,5 MPa, algumas paredes, principalmente para a espessura de 11,5 cm, requerem solução com graute ou blocos mais resistentes. Isso reforça a necessidade de um projeto cuidadoso mesmo para as edificações de pequeno porte. Pequenas alterações na arquitetura ou disposição de aberturas podem viabilizar uma solução.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A alvenaria estrutural tem sido cada vez mais utilizada no Brasil. Muitas empresas construtoras atuantes no mercado de condomínios residenciais de médio padrão estão a desfrutar das vantagens do sistema construtivo, tanto para edificações de médio porte, prédios de 4 e 8 pavimentos, como também em edificações térreas e sobrados.

Algumas empresas, talvez embasadas na larga experiência no uso do sistema construtivo, desenvolvem edificações com especificações em dissonância com a norma brasileira; provavelmente, também sem o respaldo da normalização internacional de referência. Conforme se registrou nos capítulos iniciais, há casos de uso de bloco de 9 cm em casas de dois pavimentos. Conforme os resultados obtidos nos exemplos estudados, parece pouco provável que isso seja possível, mantendo-se a margem de segurança desejada.

Ao contrário, o bloco de 11,5 cm pode ser usado, desde que haja o aval do correspondente projeto estrutural, que pode exigir alguma otimização do projeto arquitetônico. Ou seja, seu uso não pode ser indiscriminado. A necessidade do melhor aproveitamento do espaço interno implica na busca de paredes mais esbeltas, com blocos de menor espessura; há também a possibilidade de baratear os custos. Neste contexto estão os blocos estruturais de 9 cm e 11,5 cm.

O mercado já disponibiliza blocos de espessuras e resistências variáveis para uso na alvenaria estrutural. Um bom projeto pode viabilizar o uso de blocos mais esbeltos. Outra possibilidade é o uso de estrutura mista, com a presença de vigas e pilares em algumas eventuais regiões mais críticas da edificação.

Embora o uso da alvenaria estrutural não seja tão recente, há pouca literatura com ênfase nas pequenas edificações, provavelmente devido ao pouco interesse da comunidade acadêmica em desenvolver estudos nesta área de pequenas estruturas. Entretanto, nesse trabalho pôde-se evidenciar a importância do projeto: como a distribuição de lajes e do arranjo arquitetônico pode resultar em paredes muito solicitadas.

O enfoque principal deste trabalho foi o dimensionamento segundo critérios das três normas escolhidas, tendo como objeto de estudo edificações de baixa altura

(dois pavimentos), comparando-as nas situações do uso de bloco de concreto e cerâmico, de 11,5 e 14 cm de espessura. Sobre as análises realizadas podem ser sintetizadas as seguintes conclusões.

1. Para os tipos de edificações estudadas, as considerações sobre os pesos específicos das paredes de alvenaria com blocos de concreto e cerâmico não resultaram em carregamentos significativamente diferentes. Isso foi verificado com as duas espessuras de blocos estudadas.
2. Os blocos de 11,5 cm de espessura, apesar de mais leves, apresentam solicitações maiores devido à maior redução da área resistente. A região do topo da parede pode tornar-se mais crítica no dimensionamento, pois a participação das cargas excêntricas (lajes) é proporcionalmente maior.
3. A consideração da interação entre paredes na distribuição dos carregamentos resulta numa uniformização das solicitações. Entretanto, nos exemplos estudados, a redução das solicitações dos elementos mais críticos não ocorreu em várias situações, pois correspondem a paredes isoladas.
4. O dimensionamento pelas normas internacionais mostra que é viável o uso dos blocos de 11,5 cm de espessura e de resistência menor do que o imposto pela norma brasileira para a grande maioria das paredes. Algumas situações mais críticas resultaram em resistência necessária da parede acima de 4,5 MPa. Em alguns casos, a simples utilização do graute é suficiente. Noutros casos, é necessário um rearranjo de paredes e aberturas. Ou seja, destaca-se a importância do projeto.
5. Os resultados obtidos pelas três normas para a resistência do prisma ou parede normalmente são próximos. Pode-se identificar uma tendência da norma brasileira fornecer valores mais baixos de resistência para os blocos de 11,5cm. Registra-se que a norma brasileira não permite o uso desta espessura; assim, as expressões podem não estar adequadas nesta situação.
6. Os resultados referentes à resistência de bloco diferem bastante entre as normas. Os valores de eficiência embutidos na formulação das normas estrangeiras para os blocos cerâmicos variam bastante, principalmente no Eurocode, sendo observados valores nos gráficos obtidos entre 0,4 e 1,2, mostrando-se maiores do que os usualmente encontrados no Brasil. Contudo, a diferença entre os valores do bloco de concreto para o cerâmico se mostra muito pequenas nas normas internacionais. Assim, empregando-se normalização estrangeira, a partir da determinação da resistência da parede,

os blocos devem ser estimados empregando-se fatores de eficiência usualmente encontrados no Brasil.

7. Tendo em vista que a norma brasileira de cálculo de alvenaria estrutural não permite o uso de blocos de espessura menor que 14 cm, assim como ainda não contempla os blocos cerâmicos, as normas internacionais estudadas são excelente ferramenta para estas situações. Além de serem referência na área, abordam com detalhes a influência da excentricidade, parâmetro que assume maior importância nas edificações de baixa altura. Além disso, contemplam as especificidades da qualidade dos materiais e da execução.

8. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ACCETTI, K.M. **Contribuições ao projeto estrutural de edifícios em alvenaria**. São Carlos, 1998. 247p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). NBR 6136 – **Blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983). NBR 8215 – **Prismas de blocos vazados de concreto simples para alvenaria estrutural: preparação e ensaio à compressão**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985). NBR 8798 – **Execução e controle de obras em alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985). NBR 8949 – **Paredes de alvenaria estrutural – ensaio à compressão simples**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1989). NBR 10837 – **Cálculo de alvenaria estrutural de blocos vazados de concreto**. Rio de Janeiro.

ATAIDE, C. A. V. **Estudo comparativo entre o método das tensões admissíveis e o método dos estados limites para a alvenaria estrutural**. São Carlos, 2005. 144p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BAIO DIAS, A. **Construção em tijolo cerâmico: das exigências normativas à prática de aplicação**. Porto, 2002. In: SEMINÁRIO SOBRE PAREDES DE ALVENARIA, 2002, Porto.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION - **Code of practice for structural use of masonry. Part 1 - Structural use of unreinforced masonry**. Lodon, BS 5628, 1992.

CALÇADA, L. M. L. **Avaliação do comportamento de prismas grauteados e não grauteados de bloco de concreto**. Florianópolis, 1998. 188p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina.

CAMACHO, J. S.; RODRIGUES, R. O. **Utilização do graute na alvenaria estrutural**. Anais do 41º Congresso Brasileiro de Concreto, Salvador, 1999. Artigo técnico. Salvador, BA. 1999.p.142.

CAMACHO, J.S. **Contribuição ao estudo de modelos físicos reduzidos de alvenaria estrutural cerâmica**. São Paulo, 1995. 157f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

CARASEK, H. **Aderência de argamassas à base de cimento Portland a substratos porosos – avaliação dos fatores intervenientes e contribuição ao estudo do mecanismo da ligação.** São Paulo, 1996. 285 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

CARVALHO, J. M. **Desempenho estrutural de prismas de blocos cerâmicos com diferentes formas e dimensões.** Florianópolis, 2003. 154p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) Universidade Federal de Santa Catarina.

CUNHA, E. H. **Análise experimental do comportamento de prismas grauteados em alvenaria estrutural.** Goiânia, 2001. 149p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás.

DRYSDALE, R.G. et al. **Masonry structures behavior and design.** New Jersey, Prentice-Hall & Inc., 1993.

EUROPE COMITEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 0 prEN 1990: Final draft: Basic of structural design.** English Version, 2001.

EUROPE COMITEE FOR STANDARDIZATION. **EC ENV 1996-1-1 Redraft 9A: Design of Masonry Structures - Part 1-1: General rules for buildings - Rules for reinforced and unreinforced masonry.** English Version, 2001.

FRANCIS, J.A et al. **The effect of joint thickness and others factors on the compressive strength of brickwork.** International conference on masonry structural systems. Universidade do Texas, publicação no 5, Austin, 1967.

FRANCO, L.S. **Desempenho estrutural do elemento parede de alvenaria empregado na alvenaria estrutural não-armada, quando submetido a esforços de compressão.** São Paulo, 1987. 136p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica de São Paulo, Universidade de São Paulo.

GARCIA, P. D. **Contribuições ao estudo da resistência à compressão de paredes de alvenaria de blocos cerâmicos.** São Carlos, 2000. 115p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

GOMES. N.S. **A resistência das paredes de alvenaria.** São Paulo, 1983. 190p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

HENDRY, A.W. **Structural Brickwork.** The Mac-Millan Press, 1981.

KHALAF, F. M. **Factors influencing compressive strength of concrete masonry prisms.** *Magazine of Concrete Research*, june., 1996, 48, n° 175, p. 95-101.

LEGLER, L. M.; PRUDENCIO JR., L. R.; OLIVEIRA, A. L. **Estudo da influência da geometria de blocos de concreto na resistência à compressão de prismas grauteados**

e não grauteados. In: VII Encontro Nacional de Tecnologia do Ambiente Construído, 1998, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis, 1998, p.133-140

LOGULLO, B. G. **Influência do graute e da taxa de armadura no comportamento da alvenaria de blocos de concreto.** Ilha Solteira, 2006. 192p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista.

MAAS, C. S. **Resistência à compressão de paredes de alvenaria estrutural, com blocos assentados com argamassa plena e longitudinal.** Campinas, 2004. 88p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual de Campinas.

MENDES, R. J. K. **Resistência à compressão da alvenaria de blocos cerâmicos estruturais.** Florianópolis, 1998. 200p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina.

MOHAMAD, G. **Comportamento mecânico na ruptura de prismas de blocos de concreto.** Florianópolis, 1998. 178p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina.

MORENO JR, A. L., ALBUQUERQUE, C. C. **A influência da espessura da junta da argamassa de assentamento no comportamento à compressão de prismas de alvenaria de blocos vazados de concreto.** In: Congresso Brasileiro do Concreto, 43. 1997, São Paulo. **Anais...** São Paulo IBRACON, 1997, p. 10.

MÜLLER, M. S. K. **Estudo das correlações das resistências à compressão de paredes e prismas de alvenaria estrutural cerâmica não-armada submetidos à esforços de compressão axial.** São Paulo, 1989. 269p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

NOBOA FILHO, S. **Sobre o emprego de tijolos e blocos de vedação com função estrutural em edificações de pequeno porte.** São Carlos, 2007. 316p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de São Carlos.

OLIVEIRA, R. A. **Análise da resistência de prismas de blocos de concreto fabricados no Estado de Goiás submetidos à compressão simples.** 2000, 183p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Goiás, Goiânia.

PAGE, A. W. e SHRIVE. N. G. **A critical assesment of compression tests for hollow block masonry.** *Masonry International journal*, 1988, n° 2, v2, p. 64-70.

PRADO, S. H. **Resistência à compressão de tijolos e blocos cerâmicos de diferentes formas e dimensões.** Florianópolis, 1995. 111 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina.

RABELO, A. C. N. **Dimensionamento de alvenaria estrutural Segundo recomendações do Eurocode 6.** Belo Horizonte, 2004. 199p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais.

RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo: Pini, 2003. 174p

RIZZATI, E. **Influência da geometria do bloco cerâmico no desempenho mecânico da alvenaria estrutural sob compressão**. Florianópolis, 2000. 176p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina.

ROMAGNA, R. H. **Resistência à compressão de prismas de blocos de concreto grauteados e não grauteados**. Florianópolis, 2000. 218p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina.

ROMAN, H. R. **Características físicas e mecânicas que devem apresentar os tijolos e blocos cerâmicos para alvenaria de vedação e estrutural**. In: III Simpósio de Desempenho de Materiais e Componentes de Construção Civil, 1991, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis: UFSC. 1991. p. 101 – 108.

SABBATINI, F. H. **Processos construtivos de edifícios de alvenaria sílico-calcária**. São Paulo, 1984. 298p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

SAHLIN, S. **Structural masonry**. Englewood Cliffs, Prentice-Hall, 1971. 290p.

SANTOS, F. A **Efeito do não preenchimento de juntas verticais no desempenho de edifícios em alvenaria estrutural**. Florianópolis, 2001.154p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina.

SIGNOR, R. **Desenvolvimento de uma Ferramenta para Avaliação da Confiabilidade de Prédios Estruturados em Alvenaria**. Florianópolis, 2005. 97p. Tese (Doutorado) - Universidade Federal de Santa Catarina.

SILVA, A. F. **Avaliação da resistência à compressão da alvenaria estrutural**. Ilha Solteira, 2007.109p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista.

SILVA, W. J. **Estudo experimental de ligações entre paredes de alvenaria estrutural de blocos cerâmicos sujeitas a ações verticais**. Ilha Solteira, 2003. 144p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista.

STEIL, R. O. **Efeito da geometria do bloco de concreto e do tipo de argamassa no desempenho à compressão de prismas de Alvenaria não grauteados**. Florianópolis, 2003. 162p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina.

STEIL, R. O.; PRUDÊNCIO L. R. **Influência da geometria do bloco no fator de eficiência das alvenarias estruturais de blocos de concreto**. In: VII International Seminar On Structural Masonry For Developing Countries, 2002, Belo Horizonte. **Proceedings...** Belo Horizonte: CEFET-MG. 2002. p. 35-42.