

Comportamento sísmico de um sistema log-house.

João P. Araújo

MSc, Assistente Convidado, Dep. Engenharia Civil,
Universidade do Minho (Guimarães, Portugal)
jparaujo.civil@gmail.com



Jorge Branco

PhD, Professor Auxiliar, Dep. Engenharia Civil,
Universidade do Minho (Guimarães, Portugal)
jbranco@civil.uminho.pt



Palavras-chave – Log-house, toros, paredes, ensaios cíclicos, sismos.

Keywords – Log-house, logs, walls, cyclic tests, earthquake.

RESUMO

O presente trabalho pretende contribuir para o conhecimento do sistema construtivo “Log-house” através de uma vasta análise experimental e de análises numéricas. A campanha experimental, realizada previamente, teve por objectivo de estudar o comportamento no plano das paredes em troncos de madeira quando sujeitas a acções monotónicas e cíclicas, de acordo com a EN 12512:2001. Apresenta-se ainda um caso de estudo, relativo a uma moradia produzida e comercializada pela empresa “*Rusticasa*”, no qual se considera a distribuição das forças sísmicas em função: a) da área de influência de cada parede e, b) da rigidez de cada parede. As análises efectuadas contemplam algumas verificações de resistência, nomeadamente ao nível da ligação à fundação e no cruzamento entre paredes ortogonais, as quais não são verificadas na totalidade pelo que se apresentam algumas sugestões a implementar no sistema construtivo com vista à verificação da segurança.

ABSTRACT

This paper aims to contribute to the knowledge of the building system “Log-house” through an extensive experimental analysis and numerical analysis. The experimental campaign, performed previously, aimed of studying the in-plane behavior of log walls when subjected to monotonic and cyclic loads, in accordance with EN 12512:2001. Moreover, a case study concerning a house characteristic of the “*Rusticasa*” system was analyzed considering the distribution of seismic forces according to: a) the area of influence of each wall, and b) the stiffness of each wall. Analyses carried out include some resistance checks, particularly in terms of the connection to the foundation and at the crossing between orthogonal walls, which are not checked for all walls and, therefore, some suggestions are presented to improve the safety of the structural system.

Introdução

O sistema construtivo “Log-house”, característico da construção de habitações em madeira do Norte e Centro da Europa, consiste em paredes constituídas pela sobreposição de troncos de secção circular ou rectangular, geralmente possuindo nas faces superior e inferior um entalhe de forma a aumentar a superfície de contacto e a estabilidade. Este sistema é também frequente em zonas sísmicas apesar dos critérios de dimensionamento de paredes de troncos não serem ainda claros (Hirai et al., 2004).

As paredes que constituem este sistema construtivo conferem-lhe resistência estrutural e estabilidade face às acções verticais (acções permanentes, sobrecarga de utilização e neve) e horizontais (vento e sismo) a que estão sujeitas. No que concerne às acções verticais, as paredes são submetidas a acções verticais no seu plano e são solicitadas, desta forma, à compressão perpendicular às fibras. A sua capacidade resistente depende por isso da área de contacto e resistência à compressão perpendicular às fibras da madeira. No que diz respeito a acções horizontais, as paredes podem ser submetidas a acções horizontais no seu plano e fora deste (plano perpendicular). Na direcção perpendicular ao seu plano, o comportamento das paredes aproxima-se ao de uma viga simplesmente apoiada, cujos apoios se localizam nas intercepções com outras paredes. As acções passíveis de mobilizar esta resistência são o vento e cargas de impacto. Na direcção do seu plano, a estabilidade das paredes baseia-se no atrito desenvolvido nos entalhes que cada toro possui e na resistência oferecida nas zonas em que paredes ortogonais se cruzam. A maioria dos sistemas comercializados prevê ainda a colocação de varões metálicos que trespassem dois a três toros. A ligação das paredes à fundação é garantida pela fixação do primeiro tronco à base de fundação, utilizando chapas metálicas aparafusadas ao tronco de madeira e fixas à laje de fundação por intermédio de buchas metálicas expansivas ou recorrendo a chumbadouros.

Na Fig.1 apresentam-se as principais características do comportamento estrutural do sistema construtivo em estudo.

A empresa “Rusticasa”, localizada em Vila Nova de Cerveira, desde 1978 que produz, comercializa e aplica casas pré-fabricadas com paredes de toros em madeira lamelada colada empilhados. No âmbito do seu processo de Aprovação Técnica Europeia, esta empresa contactou o Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho para a realização de vários estudos numéricos e experimentais necessários à preparação da candidatura a submeter ao EOTA (European Organization for Technical Approvals), de acordo com o estabelecido na ETAG 012 (2002). Neste trabalho apresentam-se alguns dos resultados mais importantes destes estudos.

O sistema construtivo log-house em análise já foi alvo de vários estudos experimentais e numéricos, de que são exemplo, a caracterização mecânica dos troncos (Branco e Cruz, 2009), a análise da ligação do primeiro tronco à fundação (Cruz *et al.*, 2007), e ainda, os ensaios no plano de pequenos troços de paredes sob carregamentos monotónicos e cíclicos a diferentes níveis de pré-compressão vertical (Branco e Araújo, 2010), ensaios estes sobre os quais incidirão os estudos a seguir reportados.

O sistema construtivo log-house em análise já foi alvo de vários estudos experimentais e numéricos, de que são exemplo, a caracterização mecânica dos troncos (Branco e Cruz, 2009), a análise da ligação do primeiro tronco à fundação (Cruz *et al.*, 2007), e ainda, os ensaios no plano de pequenos troços de paredes sob carregamentos monotónicos e cíclicos a diferentes níveis de pré-compressão vertical (Branco e Araújo, 2010), ensaios estes sobre os quais incidirão os estudos a seguir reportados.

1. Caracterização do sistema construtivo

1.1. Toros de madeira lamelada colada

O sistema construtivo em análise baseia-se na utilização de toros, também designados troncos, sobrepostos horizontalmente para constituir as paredes. Os toros de madeira são obtidos a partir da colagem de lamelas, face a face (glulam vertical), de acordo com a EN 386:2001, podendo apresentar três possíveis espessuras, 80 mm, 120 mm e 160 mm, materializadas pela colagem de 2, 3 e 4 lamelas, respectivamente.

Os toros são fresados longitudinalmente com um perfil do

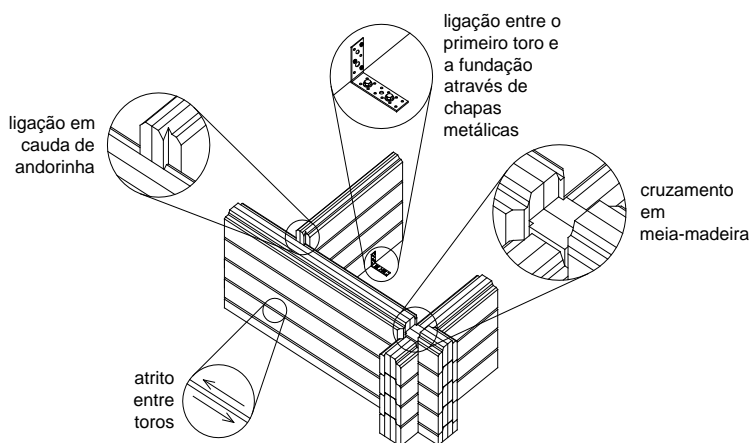


Figura 1 – Principais características do sistema estrutural em estudo

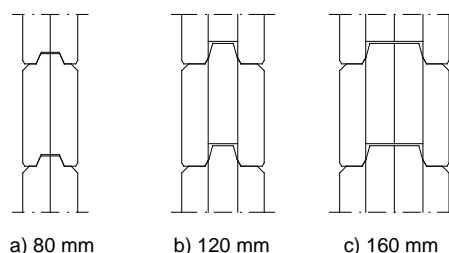


Figura 2 – Secções transversais dos toros de madeira

tipo macho-fêmea de forma a encaixarem uns nos outros, de acordo com as secções apresentadas na Fig.2.

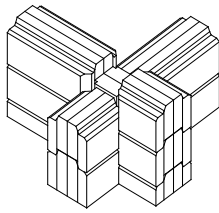


Figura 3 – Cruzamento em meia madeira

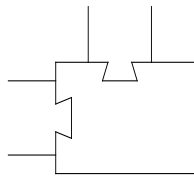


Figura 4 – Ligação em cauda de andorinha

A intercepção de paredes pode efectuar-se entre duas paredes exteriores ou entre uma parede exterior e uma parede interior. As paredes exteriores cruzam-se a meia madeira (Fig.3) e a intercepção entre uma parede interior com uma parede exterior é realizada utilizando uma ligação em cauda de andorinha (Fig.4).

O sistema comercializado pela empresa “*Rusticasa*” define como distância máxima entre duas intercepções consecutivas: 4 metros para paredes de 80 milímetros, 6 metros para paredes de 120 milímetros e 8 metros no caso de paredes de 160 milímetros de espessura.

A particularidade deste sistema construtivo é que a resistência das paredes no seu plano tem por base essencialmente as propriedades da madeira e não tanto a participação de elementos metálicos. Assim sendo, e apesar de não existirem elementos metálicos na constituição de uma parede, não parece adequado considerar estes sistemas estruturais como *não dissipativos*, tendo em conta o atrito que se desenvolve entre os vários toros, e, portanto, assumir um valor do factor de comportamento de 1,5. Assim, tendo em conta a dissipação realizada pelo atrito poderá atribuir-se um valor de factor de comportamento $q=2,0$ (Ceccotti *et al.* 2005). O atrito, mesmo sendo um mecanismo resistente, não pode ser considerado como tal, de acordo com o Eurocódigo 5, pelo que a resistência das paredes no seu plano baseia-se unicamente na capacidade resistente à compressão perpendicular às fibras e ao corte que se desenvolve no cruzamento entre paredes.

1.2. Ligação toro-fundação

A ligação entre o primeiro toro e a base de fundação é realizada recorrendo a uma chapa metálica de referência BMF 40314, aparafusada ao toro de madeira através de 3 parafusos PECOL (5x50 mm) e fixa à fundação recorrendo a duas buchas metálicas expansivas com anilha PECOL 764 (8-10-80).

O dimensionamento desta ligação, que recorre ao uso de elemento metálico aparafusado à madeira e à laje de fundação encontra-se previsto na secção 8 (connections with metal fasteners) do Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1:2004), a partir do qual se obteve como valor de cálculo da capacidade resistente da ligação ($F_{v,Rd}$) para cada uma das direcções (na direcção perpendicular ao fio da madeira, $F_{v,1}$, isto é, submetendo a ligação toro-fundação à tracção e, na direcção paralela ao fio da madeira, $F_{v,2}$, aplicando corte na ligação) de 3,57 kN (Branco e Araújo, 2010).

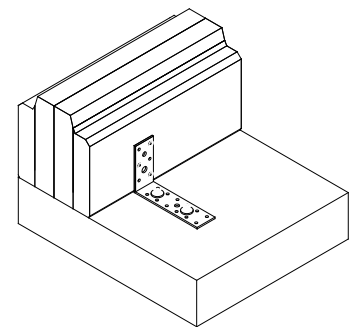


Figura 5 – Chapa metálica para ligação entre o primeiro toro e a base de fundação

2. Análise experimental

Conforme referido anteriormente, de forma a instruir o processo de Aprovação Técnica Europeia, relativo ao sistema construtivo comercializado pela empresa “*Rusticasa*”, o Departamento de Engenharia Civil da Universidade do Minho procedeu à realização de uma vasta campanha de ensaios necessários à preparação da candidatura a submeter ao EOTA (European Organization for Technical Approvals), de acordo com o estabelecido na ETAG 012.

A campanha experimental contemplou a análise do comportamento no plano da ligação toro-toro, de forma a avaliar o atrito desenvolvido nos entalhes existentes ao longo de cada toro, do comportamento no plano da ligação toro-fundação e do comportamento no plano de paredes de troncos, quando submetidas a acções horizontais no seu plano. Dado o interesse dos últimos ensaios referidos, para a análise do comportamento sísmico deste sistema construtivo, apresentam-se de seguida os ensaios com paredes à escala real.

2.1. Comportamento no plano de paredes de troncos

Para avaliar o comportamento das paredes de troncos de madeira no seu plano, foram ensaiados dois tipos de parede, de acordo com a sua rigidez transversal (parede tipo 1 e 2), bem como dois valores de pré-compressão vertical ($F_v = 10,1 \text{ kN}$ e $F_v = 48 \text{ kN}$). Foi ainda realizado um ensaio em que a parede (do tipo 1) apresentava uma altura de 135 cm, e não 75 cm como as anteriores, de forma a analisar-se a influência da esbelteza da parede (11,25 e 6,25, respectivamente) na sua capacidade resistente.

A diferença existente entre as paredes do tipo 1 e 2 reside na forma como estas se encontram ligadas à fundação. Nas paredes do tipo 1, o primeiro toro da parede em estudo encontra-se ligado à fundação através de duas chapas metálicas de referência BMF 40314, aparafusadas ao toro de madeira através de 3 parafusos PECOL (5x50 mm) e fixa à fundação recorrendo a duas buchas metálicas expansivas com anilha PECOL 764 (8-10-80). Pelo contrário, nas paredes do tipo 2 essa ligação, com chapas metálicas, foi colocada nas paredes transversais, não havendo desta forma qualquer ligação directa entre a parede longitudinal e a fundação.

Para cada combinação possível das variáveis em estudo, foram realizados um ensaio monotónico e dois cíclicos. Assim, num total de 13 ensaios, 4 foram efectuados sob carregamento monotónico e 9 sob carregamento cíclico, de acordo com a Tabela 1.

Ensaio	Carregamento	Parede tipo	Altura (cm)	Fv (kN)
P1_1	Monotónico	1	75	10,1
P1_2	Cíclico			
P1_3				
P1_4	Monotónico			
P1_5	Cíclico		135	48
P1_6				
P1_7				
P2_1	Monotónico	2	75	10,1
P2_2	Cíclico			
P2_3				
P2_4	Monotónico			
P2_5	Cíclico			
P2_6				

Tabela 1 – Ensaios realizados com paredes à escala real

Os resultados experimentais mostram que o comportamento das paredes ensaiadas depende do nível de compressão vertical e da rigidez transversal materializada pelas paredes ortogonais (Branco e Araújo, 2010).

3. Análise sísmica através de modelos simplificados

De seguida apresenta-se a análise sísmica de um edifício típico do sistema construtivo “*Rusticasa*” utilizando dois métodos. O primeiro, proposto por Ceccotti *et al.* (2005) que, no fundo, consiste numa simplificação do método de Rayleigh, considera a distribuição das forças sísmicas

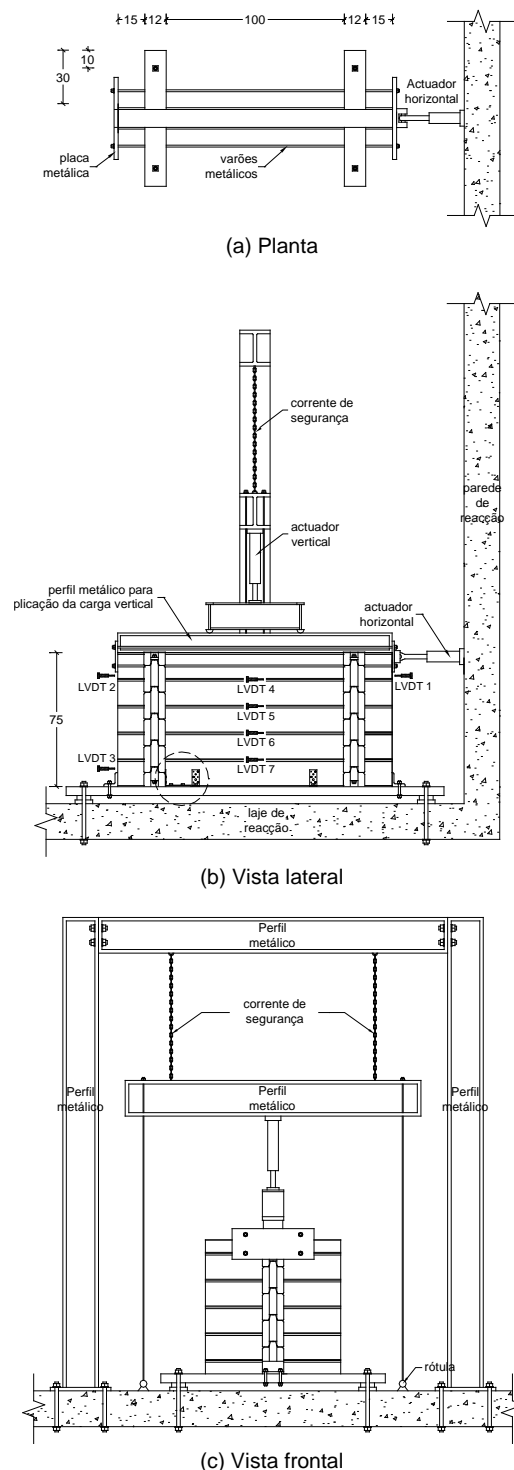


Figura 6 – Esquema de ensaio

pelas paredes de troncos em função da sua área de influência, enquanto o segundo método, distribui as forças sísmicas pelas paredes proporcionalmente à sua rigidez.

O edifício objecto de estudo considerar-se-á localizado em Portimão, num terreno do tipo A.

A utilização deste método requer a verificação dos critérios de regularidade em planta e em altura definidos na Parte 1-1 do Eurocódigo 8 (EN 1998-1:2004). Da análise das condições indicadas conclui-se que é possível a classificação do edifício como “regular em planta e em altura”, ressalvando-se, contudo, a não continuidade da parede 6 e parte da parede 8 no andar, existindo estas apenas ao nível do rés-do-chão (Fig.7).

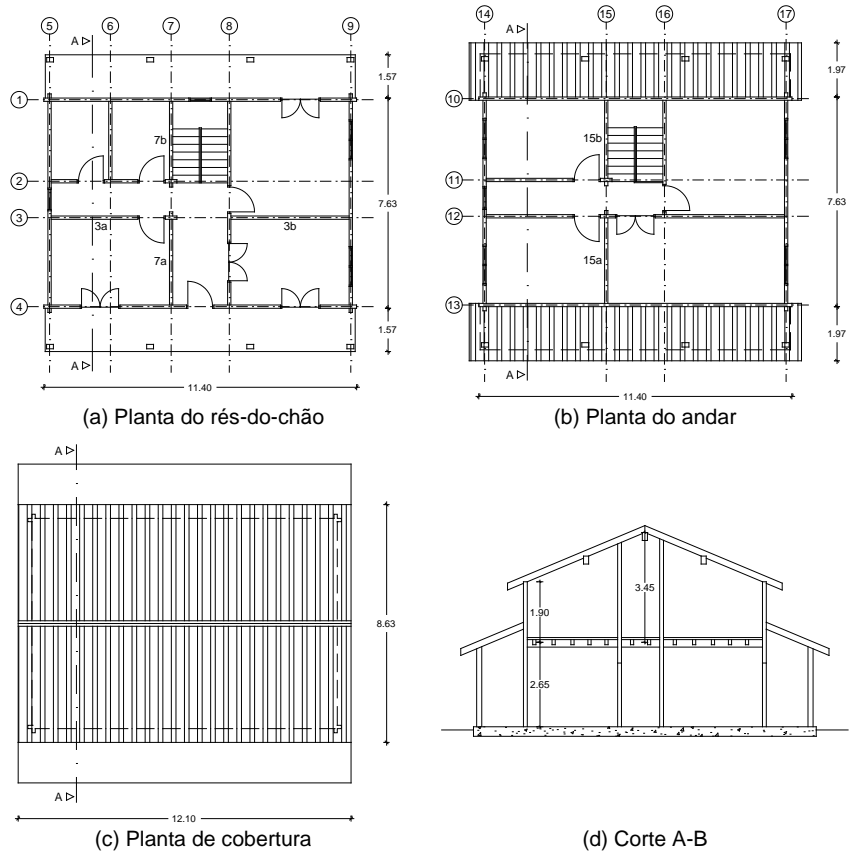


Figura 7 – Plantas e corte da moradia em análise

O peso transmitido pelo edifício (W) contemplará, para além do peso próprio da estrutura, as sobrecargas regulamentares, em conformidade com a expressão seguinte:

$$\sum G_{kj} + \sum \psi_{EI} Q_{kj} \quad (1)$$

Piso	Elemento	Área (m ²)	Peso próprio (kN)	Sobrecarga			Carga (kN)
				(kN/m ²)	ψ_2	(kN)	
Andar	Cobertura	104,42	88,01	0,4345	0,3	13,61	101,62
	Paredes andar		66,04				66,04
Sub-total (andar)							167,66
Rés-do-chão	Laje piso	84,7	26,36	2	0,3	50,82	77,18
	Cobertura alpendre	47,8	40,29	0,4345	0,3	6,23	46,52
	Paredes rés-do-chão		71,07				71,07
Sub-total (rés-do-chão)							171,51
Total							362,43

Tabela 2 – Peso transmitido pelo edifício

Na Tabela 2 apresentam-se resumidamente os cálculos efectuados para a determinação do peso do edifício.

A força horizontal estática equivalente à acção sísmica é descrita através de duas componentes ortogonais consideradas independentes e representadas pelos mesmos espectros de resposta. Atendendo ao disposto no Eurocódigo 8 (EN 1998-1:2004) obteve-se o espectro de resposta apresentado na Fig.8.

Por não ser conhecido o período natural da estrutura, uma vez que não foi efectuada uma

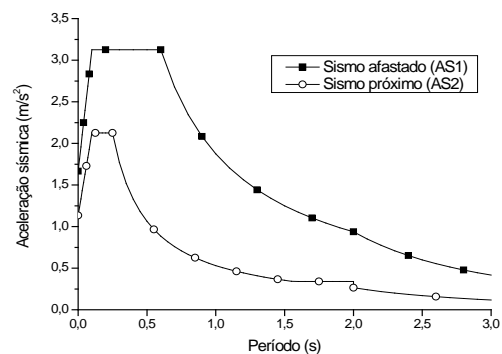


Figura 8 – Espectros de resposta para as duas acções sísmicas de referência

análise dinâmica, e não poder ser aplicada para este tipo de estrutura a expressão para o cálculo do período natural presente na EN 1998:2004, assumir-se-á o valor da ordenada máxima do espectro de resposta ($S_d(T)$), neste caso 3,125 (m/s²).

Assim, o valor do corte sísmico basal a considerar para cada direcção horizontal do edifício será dado pela seguinte expressão:

$$F_b = S_d(T) \cdot W \cdot \lambda \quad (2)$$

em que $S_d(T)$ corresponde, à máxima ordenada do espectro de resposta, W é o peso total das cargas transmitidas pela estrutura (ton), e λ é um factor de correcção que toma o valor de 0,85, caso o edifício tenha pelo menos três andares e se $T < 2T_c$, sendo igual a 1,0 nos restantes casos.

Esta força será distribuída pelos diversos pisos, constituindo as forças sísmicas a actuar nos vários níveis e, conseqüentemente, planos de corte, através da expressão:

$$F_i = F_b \cdot \frac{z_i \cdot m_i}{\sum z_j \cdot m_j} \quad (3)$$

em que F_b corresponde ao valor do corte sísmico basal, e z_i e z_j correspondem às alturas de aplicação das forças horizontais relativas às massas m_i e m_j , relativamente ao nível de aplicação da acção sísmica (fundação).

Os valores de cálculo das tensões resistentes à compressão perpendicular às fibras ($f_{c,90,d}$) e ao corte ($f_{v,d}$) são dadas pelas expressões (4) e (5), respectivamente.

$$f_{c,90,d} = \frac{f_{c,90,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \quad (4)$$

$$f_{v,d} = \frac{f_{v,k} \cdot k_{mod}}{\gamma_M} \quad (5)$$

onde $f_{c,90,k}$ corresponde ao valor característico da resistência à compressão perpendicular às fibras, $f_{v,k}$ ao valor característico da resistência ao corte da madeira, k_{mod} é um factor de correcção que tem em conta a duração de aplicação da carga e a classe de serviço e γ_M o factor parcial para as propriedades materiais.

Considerando que para cada parede há n intercepções com paredes ortogonais, o valor de cálculo das tensões actuantes de compressão perpendicular às fibras ($\sigma_{c,90,d}$) e de corte (τ_d), serão respectivamente:

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{T_d}{n \cdot A_{r,comp}} \quad (6)$$

$$\tau_d = \frac{1,5 \cdot T_d}{n \cdot A_{r,corte} \cdot 2} \quad (7)$$

onde T_d corresponde a uma porção do valor do corte basal resistido pela parede em análise, sendo tal valor directamente proporcional à área de influência de cada parede, n é o número de intercepções que a parede possui com paredes ortogonais, $A_{r,corte}$ a área onde a resistência ao corte se pode desenvolver e $A_{r,comp}$ a área onde a resistência à compressão perpendicular às fibras se pode desenvolver.

Para que sejam verificadas as condições de segurança, devem ser respeitadas as duas condições seguintes:

$$f_{c,90,d} \geq \sigma_{c,90,d} \quad (8)$$

$$f_{v,d} \geq \tau_d \quad (9)$$

O corte ao nível da fundação será resistido pelas ancoragens. No caso do sistema adoptado pela “Rusticasa”, a capacidade resistente ao corte de cada ligação entre o primeiro toro e a fundação ($F_{v,Rd}$) é de 3,57kN, conforme referido na secção 1.2 deste documento. Assim, para que seja verificada a segurança no caso do sistema em estudo o valor do corte basal ao nível da fundação deverá ser inferior ao valor da capacidade resistente total ao corte ($F_{v,Rd (total)}$) ao nível da fundação, dada pela expressão:

$$F_{v,Rd (total)} = n \cdot F_{v,Rd} \quad (10)$$

sendo n o número de ligações à fundação (cada uma constituída por uma chapa metálica e 3 parafusos).

Deverá, por fim, proceder-se a uma verificação da estabilidade global do edifício. Para tal deverá determinar-se os momentos derrubador (M_{sd}) e estabilizador (M_{Rd}) relativamente a um ponto, sendo a verificação da segurança efectuada através da expressão:

$$M_{Rd} \geq M_{sd} \quad (11)$$

Da substituição da expressão 2 conclui-se que o valor do corte sísmico basal a considerar para cada direcção horizontal do edifício será de 115,45 kN (considerando a Acção Sísmica do tipo 1). Da distribuição desta força pelos diversos pisos, de acordo com a expressão 3, constituindo as forças sísmicas (F_i) a actuar nos vários níveis e, conseqüentemente, planos de corte, obtiveram-se os resultados indicados na Tabela 3.

Plano	F_i (kN)	T_i (kN)
Cobertura	73,13	73,13
Piso	42,32	115,45

Tabela 3 – Forças sísmicas a actuar em cada plano de corte

3.1. Método de análise em função das áreas de influência

As forças sísmicas serão aplicadas em cada plano horizontal segundo as duas direcções ortogonais, considerando as áreas de influência de cada parede.

Da substituição das expressões (4) e (5) conclui-se que as tensões resistentes de projecto à compressão perpendicular às fibras ($f_{c,90,d}$) e ao corte ($f_{v,d}$) são de 4,77 N/mm² e 2,25 N/mm², respectivamente.

Os valores da área onde a resistência ao corte e à compressão perpendicular às fibras, $A_{r,corte}$ e $A_{r,comp}$, respectivamente, se podem desenvolver, encontram-se indicados na Tabela 4.

Cruzamento	$A_{r,comp}$ (mm ²)	$A_{r,corte}$ (mm ²)
ext c/ ext (12mm)	3850	3850
int c/ ext (12mm)	4464	4464

Tabela 4 – Áreas resistentes ao corte e à compressão perpendicular às fibras

A determinação dos valores de cálculo das tensões de compressão perpendicular às fibras

Parede	T_d (kN)	Nº ancoragens	F_d (kN)	Verificação
1	33,48	8	28,56	Não verifica
2	22,80	4	14,28	Não verifica
3a	12,13	3	10,71	Não verifica
3b	12,12	3	10,71	Não verifica
4	34,92	8	28,56	Não verifica
5	12,41	5	17,85	OK
6	22,91	3	10,71	Não verifica
7a	11,48	3	10,71	Não verifica
7b	10,93	3	10,71	Não verifica
8	33,86	7	24,99	Não verifica
9	23,86	5	17,85	Não verifica

Tabela 5 – Verificação da segurança ao corte das paredes ao nível da fundação, em função da sua área de influência

($\sigma_{c,90,d}$) e de corte (τ_d), através das expressões (6) e (7), permitiu concluir através das expressões (8) e (9), que são verificadas as condições relativas à compressão perpendicular às fibras e ao corte, em todas as paredes.

O corte ao nível da ligação das paredes à fundação é resistido pelas ancoragens, encontrando-se essas ligações espaçadas de 2 m no caso de paredes exteriores e 4 m no caso de paredes interiores. Assim, procedeu-se à verificação da resistência ao corte ao nível da fundação, recorrendo-se para tal à expressão (10). Como se pode constatar pela análise da Tabela 5, apenas a parede 5 verifica a segurança em relação ao

corte ao nível da fundação, sendo possível ainda constatar que a situação mais desfavorável é a da parede 6, para a qual a força de corte actuante é 2,14 vezes superior à resistente.

Por fim procedeu-se a uma verificação da estabilidade global do edifício através da expressão (11), tendo sido determinados os valores dos momentos derrubador (M_{Sd}) e estabilizador (M_{Rd}) relativamente ao ponto P assinalado na Fig.9. Concluiu-se que a estabilidade global do edifício está verificada, dado os referidos momentos serem de 693,66 kN.m e 1392,80 kN.m, respectivamente, conforme demonstram as expressões (12) e (13).

$$M_{Sd} = 73,13 \cdot 5,3 + 115,45 \cdot 2,65 = 693,66 \text{ kN} \quad (12)$$

$$M_{Rd} = 361,77 \cdot 3,85 = 1392,80 \text{ kN} \quad (13)$$

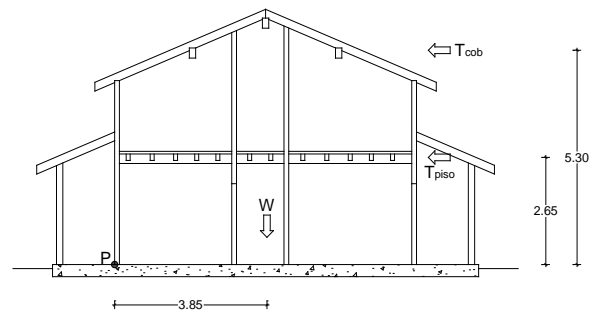


Figura 9 – Forças aplicadas para verificação da estabilidade global do edifício

3.2. Método de análise em função da rigidez das paredes

Por se considerar que a distribuição das forças sísmicas em função da área de influência de cada parede consiste numa metodologia demasiado simplista e que dificilmente representará a realidade, optou-se por repetir a análise efectuada anteriormente, assumindo agora que a distribuição das forças sísmicas pelas paredes é função da sua rigidez no plano.

Para a determinação da rigidez de cada parede procedeu-se à sua modelação no programa SAP2000, tendo sido os respectivos modelos calibrados a partir dos resultados obtidos nos ensaios com paredes à escala real, apresentados na secção 2.1 deste documento.

Em conformidade com o estabelecido nos Eurocódigos, começou-se por desprezar a contribuição do atrito para a resistência das paredes. Assim, esta depende do confinamento conferido pelas paredes transversais. Por essa razão, optou-se por efectuar a ligação entre os toros através de elementos do tipo *NLLink*, dos quais, apenas os localizados nas extremidades das paredes eram dotados de rigidez segundo o eixo U2 (corte no plano da parede), tendo os restantes a função de fixar verticalmente os toros (apenas rigidez axial na direcção vertical da parede), Fig.10.

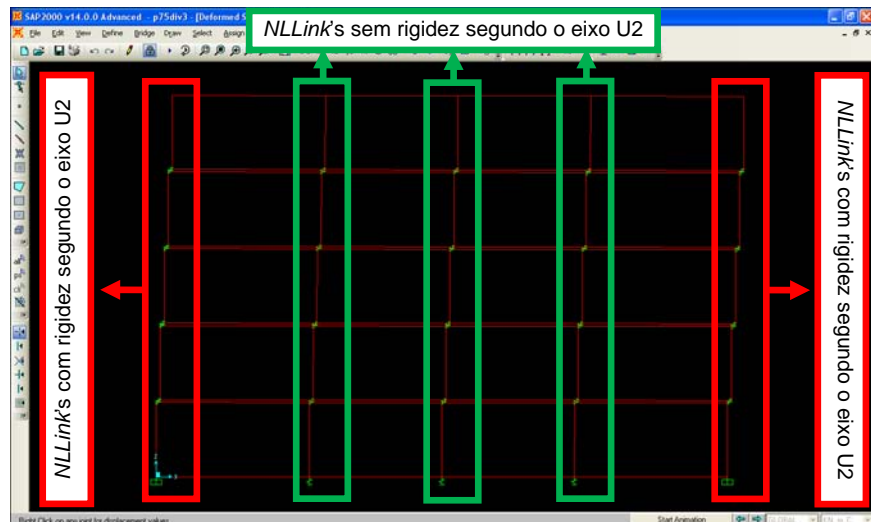


Figura 10 – NLLink's considerados na modelação em SAP2000

Para a calibração dos referidos modelos, foram considerados os resultados dos ensaios P1_3 ($F_v=10,1$ kN e esbelteza=6,25), P1_6 ($F_v=48$ kN e esbelteza=6,25) e P1_7 ($F_v=48$ kN e esbelteza=11,25), inseridos na campanha de ensaios com paredes à escala real, apresentados na secção 2.1 deste documento, conforme referido anteriormente.

Utilizando a força de pré-compressão vertical e a força máxima horizontal aplicada durante o respectivo ensaio, fez-se variar a rigidez (K_{U2}) dos *NLLink's* colocados nos alinhamentos verticais das

Ensaio	F_v (kN)	Esbelteza	K_{U2} (kN/m)
P1_3	10,1	6,25	1357
P1_6	48	6,25	2695
P1_7	48	11,25	2385

Tabela 6 – Valores de K_{U2} relativos aos *NLLink's* dos ensaios em paredes à escala real

extremidades das paredes, de forma a obter-se os deslocamentos registados experimentalmente. Os valores de K_{U2} determinados encontram-se apresentados na Tabela 6.

A partir dos valores de K_{U2} determinados, e considerando que estes variam linearmente com a força vertical (F_v) e esbelteza (λ), determinou-se a seguinte expressão:

$$K_{U2} = 35,303 \cdot F_v - 62 \cdot \lambda + 1343,94 \quad (13)$$

Efectuada a modelação das paredes, foram aplicados vários valores de força horizontal, tendo-se traçado de seguida as respectivas curvas força-deslocamento e determinado o seu declive, o qual corresponde à rigidez da parede. As forças sísmicas actuantes a cada nível (rés-do-chão e andar) foram de seguida divididas por cada parede, proporcionalmente à sua rigidez no plano, nas duas direcções sísmicas (direcção X e direcção Y).

Através das expressões (8) e (9), concluiu-se não ser verificadas as condições relativas à compressão perpendicular às fibras na parede 7a, e ao corte nas paredes 3b, 7a e 15a.

Procedeu-se ainda à verificação da resistência ao corte ao nível da fundação, recorrendo-se para tal à expressão (10), o que permitiu concluir que há 6 paredes que não verificam a segurança em relação ao corte (paredes 2, 3a, 3b, 7a, 7b e 9), sendo possível ainda constatar que a situação mais desfavorável é a da parede 7a, para a qual a força de corte actuante é 3,73 vezes superior à resistente.

A verificação da estabilidade global do edifício é independente do método utilizado (áreas de influência ou rigidez) pelo que prevalece a análise efectuada anteriormente.

3.3. Análise dos resultados

As duas metodologias consideradas incluíam a verificação ao corte e à compressão perpendicular às fibras, tensões estas desenvolvidas nos cruzamentos entre paredes, bem como a verificação da segurança ao corte na ligação das paredes à fundação.

Conforme referido, nos cruzamentos entre paredes devem ser verificadas duas condições relativas ao corte e à compressão perpendicular às fibras. Considerando uma distribuição das forças sísmicas proporcional à área de influência de cada parede, as condições são verificadas na totalidade. Por outro lado, considerando uma distribuição das forças proporcional à rigidez no plano das paredes, há 3 paredes que não cumprem as condições de segurança.

A não verificação das condições, por parte de algumas paredes, relativamente ao corte e à compressão perpendicular às fibras nos cruzamentos com paredes transversais, deve-se ao facto do sistema construtivo comercializado pela empresa “Rusticasa” não prever, ao contrário de outros sistemas, a introdução de varões metálicos que trespassem 2 ou 3 toros.

Assim, sugere-se como complemento ao sistema construtivo em estudo a introdução de varões metálicos que trespassem 3 toros. Dessa forma os varões seriam equiparados a cavilhas sujeitas a corte duplo, consistindo numa ligação do tipo madeira-madeira prevista na secção 8 do Eurocódigo 5 (EN 1995-1-1:2004).

Procedeu-se ao dimensionamento dos varões de acordo com o regulamento referido, tendo-se concluído que, considerando varões com 10 mm de diâmetro, a resistência de cada cavilha por plano de corte seria de 5,95 kN o que seria suficiente para cumprir todas as verificações ao corte e à compressão perpendicular às fibras. A título de exemplo apresenta-se na Fig.11 uma representação dos varões a colocar na parede 7a.

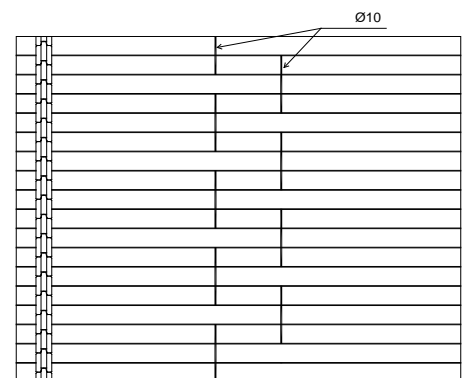


Figura 11 – Disposição dos varões metálicos a colocar na parede 7a

Ao contrário do que acontece nos cruzamentos entre paredes, na ligação das paredes à fundação a metodologia que considera uma distribuição das forças sísmicas proporcional à rigidez conduz a resultados mais favoráveis. Contudo, a fragilidade da ligação utilizada torna-se evidente ao haver apenas uma parede que cumpre a resistência ao corte na sua ligação à fundação, quando analisada através do método das áreas de influência e, mais de metade das paredes não satisfazerem a referida condição quando analisadas segundo o método da rigidez.

Também neste caso as limitações se devem à ligação à fundação adoptada pela “*Rusticasa*”. Em alternativa às chapas metálicas aparafusadas, a ligação das paredes à fundação pode ser, à semelhança de outros sistemas, efectuada através de chumbadouros que, para além de penetrarem na fundação em betão, trespasssem o primeiro toro.

Adoptando chumbadouros com diâmetro de 12mm ($f_u=500\text{MPa}$), cada um terá uma resistência ao corte de 14,3 kN. Assim, mantendo a disposição de ancoragens, mas substituindo as chapas metálicas pelos chumbadouros ($\phi 12$) representados na Fig.12, a segurança ao corte ao nível da fundação será verificada por todas as paredes.

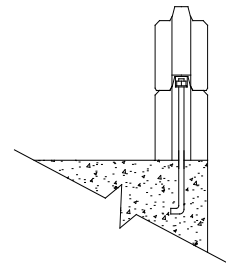


Figura 12 – Detalhe dos chumbadouros propostos

4. Conclusões

A análise sísmica através de modelos simplificados, compreendia, para além da verificação da estabilidade global do edifício, a verificação da capacidade resistente conferida pela ligação à fundação e da capacidade resistente conferida pelo cruzamento entre paredes ortogonais. Esta última depende da resistência ao corte e à compressão perpendicular às fibras da madeira.

As verificações efectuadas à ligação toro-fundação evidenciaram a fragilidade da ligação adoptada pela “*Rusticasa*”. Em alternativa às chapas metálicas aparafusadas, a ligação das paredes à fundação pode ser, à semelhança de outros sistemas, efectuada através de chumbadouros que, para além de penetrarem na fundação, devem trespassar o primeiro toro.

Relativamente ao cruzamento entre paredes ortogonais, a não verificação das condições, por parte de algumas paredes, relativamente ao corte e à compressão perpendicular às fibras deve-se ao facto do sistema construtivo comercializado pela empresa “*Rusticasa*” não prever, ao contrário de outros sistemas, a introdução de varões metálicos que trespassem 2 ou 3 toros. A introdução dos referidos varões evitaria que a resistência ao corte e à compressão perpendicular às fibras tivesse de ser mobilizada na totalidade pelos referidos cruzamentos.

Quanto à estabilidade global da estrutura, a verificação realizada permitiu concluir que esta é satisfeita, não estando assim comprometida a segurança no caso de ocorrência sísmica, para o nível de risco sísmico e condições gerais adoptadas neste trabalho.

Agradecimentos

Os autores agradecem à RUSTICASA todo o apoio oferecido à realização dos estudos aqui reportados, em particular na preparação e execução do programa experimental.

Referências Bibliográficas

- Branco J.M., Araújo J.P. (2010). “Lateral resistance of log timber walls subjected to horizontal loads.” Proc. WCTE 2010 – 11th World Conference on Timber Engineering. Trentino, Italy.
- Branco J.M., Cruz P.J.S. (2009), Caracterização mecânica de toros de madeira lamelada colada. Mecânica Experimental - Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões, Vol. 17, 101-108.
- Ceccotti A., Follesa M., Lauriola M. P. (2005), Le strutture di legno in zona sismica – Criteri e regole per la progettazione ed il restauro, C.L.U.T. Editrice, Italia.
- Cruz P.J.S., Branco J.M., Santos A.F. (2007). Ligação toro-fundação. Relatório N.º 07-DEC/E-20, Departamento de Engenharia Civil, Universidade do Minho, Guimarães.
- EN 386:2001. Glued laminated timber - Performance requirements and minimum production requirements. CEN, Brussels, 2001.
- EN 1995-1-1:2004. Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings. CEN, Brussels, 2004.
- EN 1998-1:2004. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings. CEN, Brussels, 2004.
- EN 12512: 2001. Timber structures - Test methods - Cyclic testing of joints made with mechanical fasteners. CEN, Brussels, 2001.
- ETAG 012 (2002). Log Building Kits. Guideline for European Technical Approval, European Organization for Technical Approvals, June.
- Hirai T., Kimura T., Yanaga K., Sasaki Y., Koizumi A. (2004). “Lateral resistances of log constructions.” Proc. WCTE 2004 – 8th World Conference on Timber Engineering. Volume I, Lahti, Finland.