

AVALIAÇÃO DA ROBUSTEZ DE ESTRUTURAS DE MADEIRA EM ZONAS SÍSMICAS



Leonardo Rodrigues*

Aluno de Doutoramento
ISISE, Departamento de Engenharia
Civil.
Universidade do Minho
Guimarães

leonardofgrodriques@gmail.com



Jorge M. Branco

Professor Auxiliar
ISISE, Departamento de
Engenharia Civil.
Universidade do Minho
Guimarães

jbranco@civil.uminho.pt



Luís C. Neves

Professor Auxiliar
Faculty of Engineering, The
University of Nottingham
United Kingdom

Luis.Neves@nottingham.ac.uk

SUMÁRIO

Alguns dos requisitos do projeto sísmico de edifícios de madeira são compatíveis com as recomendações para o dimensionamento tendo em conta a robustez estrutural. Neste estudo é analisado o efeito do dimensionamento sísmico na robustez de pórticos de madeira. Vários modelos de pórticos planos em madeira, com dois pisos de altura, são analisados através de análises *push-over* considerando diferentes níveis de resistência e rigidez das ligações.

Palavras-chave: Estruturas de madeira, ligações semi – rígidas, sismo, robustez.

1. INTRODUÇÃO

A madeira apresenta, em geral, uma rotura frágil, o que condiciona a sua capacidade de sustentar danos localizados ou resistir a ações sísmicas. No entanto, é possível aumentar a ductilidade das estruturas em madeira, através da utilização de ligações metálicas entre elementos. Estas ligações podem ser dimensionadas de modo a garantir que a rotura ocorre

nestes componentes, e não nos elementos de madeira. Nesse caso, os mecanismos de rotura frágeis não são mobilizados, aumentando a capacidade da estrutura em redistribuir esforços e criar novos caminhos de carga. Este fenómeno pode ter um impacto significativo no desempenho da estrutura a ações sísmicas, pelo aumento da ductilidade e capacidade de deformação plástica acrescida.

Neste estudo é analisado o efeito da utilização de ligações metálicas de resistência parcial no comportamento sísmico de pórticos de madeira, assim como no seu comportamento quando sujeito a danos localizados. Neste sentido, um pórtico plano em madeira, com dois pisos de altura, é analisado através de uma análise *push-over*, de modo a avaliar a sua capacidade sísmica, considerando diferentes níveis de resistência das ligações.

Paralelamente, a segurança estrutural do pórtico é avaliada considerando a existência de um dano localizado, modelado como a remoção de um pilar [1]. A comparação da segurança da estrutura danificada com a estrutura intacta permite estimar a robustez estrutural e a sua correlação com a resistência sísmica pode assim ser avaliada.

2. DIMENSIONAMENTO SÍSMICO E ROBUSTEZ EM ESTRUTURAS DE MADEIRA

As normas de dimensionamento de estruturas contemplam o seu cálculo tendo em conta a robustez. De facto, a norma NP EN 1990:2009 indica que os danos em estruturas não devem ser desproporcionais ao cenário de carga que lhes deu origem. Os cenários de carga são geralmente associados a situações de projeto com baixa probabilidade de ocorrência como explosões e impactos. Outras situações difíceis de quantificar são por exemplo erros de origem humana, quer em dimensionamento ou na execução das estruturas. Estudos realizados referem que a maioria das falhas em estruturas de madeira se devem a erros humanos [2].

A robustez em estruturas está diretamente relacionada com a redundância e a ductilidade. Uma estrutura redundante consegue, em caso de dano, criar caminhos alternativos de carga. No entanto, a mobilização destes caminhos de carga requer a existência de ductilidade que permita significativas deformações sem rotura, assim como, a existência de reserva de resistência nos elementos que formam o caminho de carga alternativo.

O dimensionamento sísmico vai ao encontro dos requisitos de robustez estrutural já que a norma NP EN 1998-1:2010 indica que as estruturas devem ser simples, uniformes, simétricas e redundantes. O dimensionamento das ligações é crucial para a segurança das estruturas de madeira ao sismo. Por outro lado, a mesma norma assume que todos os elementos de madeira têm comportamento linear elástico, e que é nas ligações que se deve concentrar a resposta não linear [3].

Mas a execução de sistemas redundantes e dúcteis não garante por si só uma robustez estrutural elevada. O colapso das estruturas Siemens Arena e Bad Reichenhall Ice Arena

são exemplos disso mesmo [4]. Os elementos que permaneceram intactos, após a estrutura ter sido danificada, não tiveram capacidade de resistir ao acréscimo de carga resultante da distribuição de esforços.

No caso das estruturas de madeira a ductilidade é garantida pela deformação plástica das ligações que, por sua vez, devem ser dimensionadas de forma a redistribuir os esforços para zonas ainda intactas da estrutura. Na fase do projeto de execução deve ser dada particular atenção às ligações por forma a evitar roturas frágeis por corte. Outro fator importante para a resistência aos sismos e também para a robustez da estrutura, é a pormenorização das ligações tendo em conta a inversão de cargas. Tanto a estrutura primária como a secundária não devem apresentar risco de rotura frágil por corte ou por tração perpendicular às fibras da madeira devido a ações cíclicas [3].

O índice de robustez pode ser avaliado com base na avaliação de risco onde são tratadas as consequências diretas e indiretas de múltiplos cenários de falha estrutural. Por exemplo a estratégia de aumento da robustez pode passar pela compartimentação do dano reduzindo os custos indiretos associados à situação de falha. Neste caso o dimensionamento sísmico não cumpre estes requisitos visto que ao redistribuir os esforços os custos indiretos podem ser superiores [5]. A robustez pode ser ainda avaliada através de um índice de robustez probabilístico onde se comparam as estruturas intacta e danificada. Por fim podem ser usados métodos determinísticos que comparem medições entre a estrutura intacta e danificada, como é o caso da análise *push-over* [6].

3. CÁLCULO DE LIGAÇÕES SEMI-RÍGIDAS EM ESTRUTURAS DE MADEIRA

O correto dimensionamento de ligações semi-rígidas é fulcral para garantir que a estrutura cumpre os requisitos de ductilidade e redundância. Estes aspetos são importantes para garantir uma resposta sísmica adequada e também para ir de encontro aos requisitos de robustez. De seguida demonstram-se os métodos de dimensionamento utilizados em ligações de estruturas de madeira utilizadas em sistema porticados.

3.1 Cálculo da resistência de ligações semi-rígidas

Neste trabalho as vigas e pilares são ligados através de parafusos, solicitados ao corte, com auxílio de chapas metálicas. A resistência da ligação depende do momento de plastificação dos parafusos, da espessura e disposição da chapa de aço, e da espessura e resistência ao esmagamento localizado da madeira. Como a madeira é um material anisotrópico, a resistência ao esmagamento localizado está dependente da direção da força relativamente às fibras de madeira. Em termos normativos, EN 1995-1-1:2004, a resistência do ligador é determinada através da teoria de Johansen [7].

3.1.1 Ligação semi-rígida com chapa central

Para ligações com chapa central existem três modos de rotura possíveis. O primeiro associado ao esmagamento da secção de madeira. Os restantes modos de rotura dependem também das características do ligador e, como se tratam de parafusos, a resistência acresce devido à contribuição da resistência ao arrancamento.

$$F_{v,Rk,1} = f_{h,k} \times t \times d \quad (1)$$

$$F_{v,Rk,2} = f_{h,k} \left[\sqrt{2 + \frac{4M_{y,Rk}}{f_{h,k} t^2 d}} - 1 \right] + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (2)$$

$$F_{v,Rk,3} = 2.30 \times \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (3)$$

Será sempre necessário verificar a resistência ao esmagamento da chapa de aço segundo a norma NP EN 1993-1:2010. No entanto, esta resistência é muito superior às obtidas pela teoria de Johansen não tendo relevância para este trabalho.

3.1.2 Ligação semi-rígida com chapas laterais

No âmbito deste trabalho apenas se referem os modos de rotura referentes ao caso em que se pode considerar a chapa como espessa. Para esta situação de cálculo existem dois modos de rotura. O primeiro modo corresponde ao esmagamento da madeira enquanto o segundo implica a flexão plástica do ligador.

$$F_{v,Rk,1} = 0,5 \times f_{h,k} \times t \times d \quad (4)$$

$$F_{v,Rk,2} = 2.30 \times \sqrt{M_{y,Rk} f_{h,k} d} + \frac{F_{ax,Rk}}{4} \quad (5)$$

3.1.3 Resistência ao esmagamento da madeira

A resistência ao esmagamento da madeira depende do angulo α entre o fio de madeira e a força a que o ligador está solicitado:

$$f_{h,k} = \frac{f_{h,0,k}}{k_{90} \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha} \quad (6)$$

A tensão resistente da madeira ao esmagamento depende do fator k_{90} e da tensão resistente ao esmagamento na direcção do fio de madeira, que, para madeiras resinosas, são dados por:

$$k_{90} = 1,35 + 0,015d \quad (7)$$

$$f_{h,0,k} = 0,082(1 - 0,01d)\rho_k \quad (8)$$

3.2 Cálculo de esforço dos ligadores metálicos

Os esforços de dimensionamento são obtidos admitindo que existe uma distribuição uniforme dos esforços Normal e Transverso pelo número de ligadores da secção. Para resistir ao esforço de flexão é comum admitir que o centro de rotação corresponde ao centro geométrico dos ligadores e que estes tendem a deslocar-se na direção perpendicular à linha que os une ao centro de rotação. Para calcular os esforços de cada ligador é preciso dividir os esforços atuantes pelo número de planos de corte n_{sp} e calcular o ângulo β entre o fio e a linha que une o centro de rigidez ao ligador mais afastado.

$$F_d = \sqrt{\left(\frac{V_{sp}}{n} + \frac{M_{sp} r_{\max}}{\sum_{i=1}^n r_i^2} \cos \beta \right)^2 + \left(\frac{N_{sp}}{n} + \frac{M_{sp} r_{\max}}{\sum_{i=1}^n r_i^2} \sin \beta \right)^2} \quad (9)$$

Caso seja adotada uma configuração de ligação como a representada na Figura 1 e caso o ligador mais afastado verifique a segurança, todos os outros estarão nas mesmas condições. Para além de se tratar da maior força instalada num ligador, o ângulo força – fio faz com que a resistência ao esmagamento a considerar seja inferior.

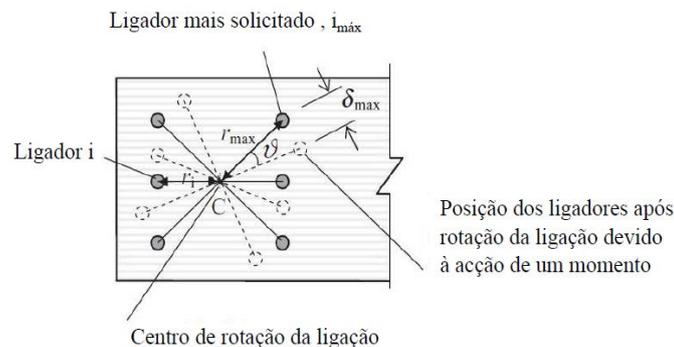


Figura 1. Comportamento à rotação de ligações em estruturas de madeira

3.3 Cálculo de rigidez de rotação de ligações semi-rígidas

O cálculo da rigidez de rotação, k_u , em ligações resistentes a momentos depende do módulo de deslizamento, do número de plano de corte e do posicionamento dos ligadores.

$$k_u = n_{sp} \times K_{ser,fin} \times \sum_{i=1}^n (x_i^2 + y_i^2) \quad (10)$$

$$K_{ser,fin} = \frac{K_{ser}}{1 + k_{def} \times \psi_2} \quad (11)$$

$$K_{ser} = \frac{\rho_m^{1.5} d}{23} \quad (12)$$

O coeficiente k_{def} é um fator que tem em conta a deformação por fluência enquanto ψ_2 é o valor quase permanente da ação mais gravosa. O valor do módulo de deslizamento K_{ser} depende do valor médio da massa volúmica da madeira e do diâmetro do ligador. As distâncias x_i e y_i são medidas em relação ao centro de rotação da ligação que por norma corresponde ao centro geométrico dos ligadores.

4. CASO DE ESTUDO

O comportamento sísmico e a robustez estrutural de estruturas de madeira são influenciados pelas soluções construtivas adotadas. Para avaliar esta dependência, selecionou-se uma estrutura existente, situada na Alemanha, como exemplo de uma estrutura de madeira idealizada sem precauções de comportamento sísmico. De seguida, efetuam-se as devidas alterações para que a estrutura esteja de acordo com as disposições construtivas recomendadas pela norma NP EN 1998-1:2010. O dimensionamento considera Lisboa como a nova localização para a estrutura em causa.

4.1 Caracterização da estrutura existente

O edifício administrativo de dois andares alberga os escritórios de uma empresa de construção. Como representado na Fig. 2, as vigas são contínuas e os pilares interrompidos entre pisos. Os nós de ligação foram executados de modo a que estes se apoiem sobre as vigas por forma a agilizar o processo de construção, como ilustra a Fig. 3. A estrutura da cobertura encontra-se apoiada nas vigas longitudinais que por sua vez descarregam nas vigas transversais junto aos pilares. A ligação é feita através de suportes de aço que se encontram aparafusados à viga transversal. A rigidez longitudinal é incrementada por diagonais de aço colocadas nas fachadas. Na direção transversal, a rigidez é assegurada pela colocação de uma parede maciça em madeira lamelada colada.

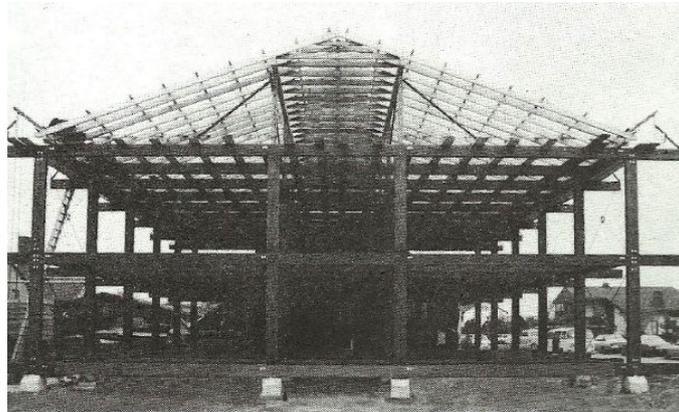


Figura 2. Estrutura porticada em fase construtiva.

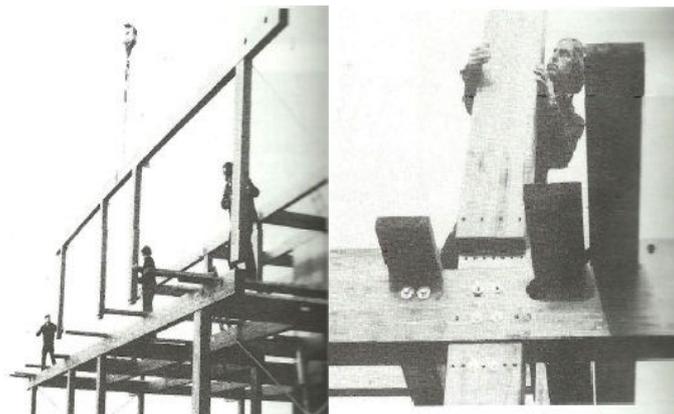


Figura 3. Fase de construção da estrutura

4.2 Modelo 2D de pórtico transversal existente

Neste trabalho apenas se trata o comportamento dos pórticos transversais. Após quantificar os carregamentos verticais impostos foi possível verificar que não estava garantida a segurança para estados limite últimos. Para que se possa proceder à devida análise sísmica e de robustez foram dimensionadas as secções de vigas e pilares. As secções retangulares das vigas transversais e dos pilares, resultantes do dimensionamento, estão representadas na Fig. 4. As vigas transversais de secção $200 \times 420 \text{ mm}^2$ têm três vãos centrais (5,40 m, 3,60 m, 5,40 m) e dois vãos em consola de 1,20 m nas extremidades.

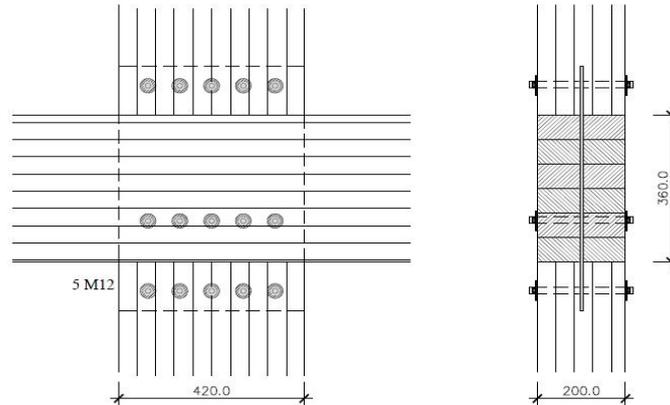


Figura 4. Ligação viga-pilar da estrutura inicial.

Como se pode verificar pela Fig. 4, ao manter o método construtivo, a estrutura apenas poderá formar rótulas plásticas na zona de ligação dos pilares às vigas transversais. Para estudo da robustez e desempenho sísmico do pórtico o modelo numérico a inserir no programa SAP 2000 tem a configuração representada na Fig. 5.

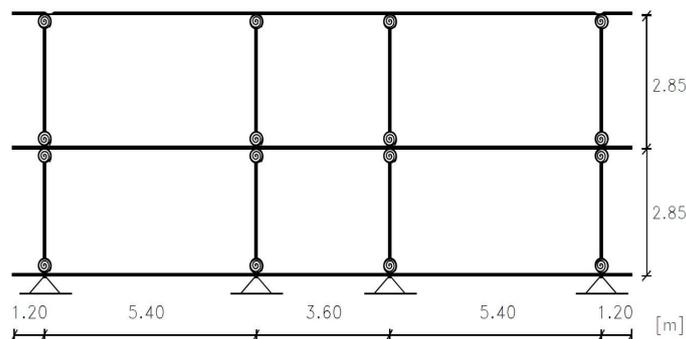


Figura 5. Ligações do pórtico transversal – Estrutura existente

4.3 Modelos alternativos para dimensionamento sísmico da estrutura

Com o objetivo de estudar a influência da rigidez das ligações no comportamento das estruturas de madeira, dimensionam-se três configurações estruturais. A norma NP EN 1998-1: 2010 indica várias recomendações no que toca a estruturas de madeira. As mais relevantes referem-se ao tipo de ligadores a utilizar e à dimensão dos elementos de madeira. Na zona das ligações a rotura deve ocorrer pelo ligador e como tal a norma NP EN 1998-1 recomenda diâmetros não superiores a 16mm. Para que não ocorram fissuras a espessura de madeira deve ser superior a oito vezes o diâmetro do ligador. Ao cumprir com estes requisitos a estrutura pode ser considerada como tendo um comportamento

dissipativo da classe DCM (classe de ductilidade média), à qual corresponde um coeficiente de comportamento q de 2,5.

Todos os modelos têm em comum o facto de os pilares serem contínuos e as vigas transversais ficarem ligadas aos pilares através de chapas metálicas com auxílio de parafusos.

Nos modelos numéricos considerados para o dimensionamento dos pórticos, as vigas longitudinais ficam ligadas aos pilares. Assim, a transmissão das forças sísmicas ao solo de fundação é facilitada e evitam-se eventuais esforços de torção nos pilares.

No dimensionamento de estruturas de madeira geralmente o projetista inicia o seu cálculo a partir de um modelo onde as extremidades das vigas são rotuladas, permitindo assim majorar a sua secção. As ligações dos pilares à fundação são consideradas rígidas. Com base nos esforços obtidos é possível efetuar um pré-dimensionamento das ligações e de seguida calcular a sua rigidez. Esta rigidez pode ser inserida no modelo de cálculo final para que o modelo se aproxime do comportamento real da estrutura e assim otimizar as secções de vigas e pilares. Os modelos apresentados em seguida visam também exemplificar esse processo de dimensionamento e a sua influência no comportamento da estrutura. O cálculo dos esforços foi obtido através do programa comercial SAP2000 através de uma análise linear por espectro de resposta.

4.3.1 Modelo 1

O primeiro modelo estrutural tem como objetivo obter um valor majorante para a altura das vigas. Para o efeito introduziu-se um modelo numérico com ligações entre as vigas e os pilares sem capacidade para resistir a momentos. No modelo numérico utilizado para o dimensionamento da estrutura a base dos pilares encontra-se encastrada. O cálculo da estrutura para estados limite últimos ditou que as secções devem ser retangulares 200 x 420 mm².

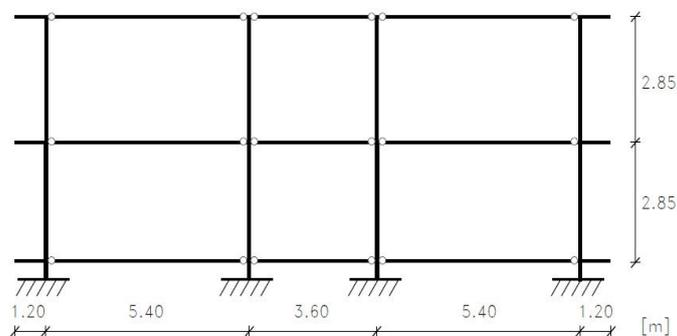


Figura 6. Pórtico transversal - Modelo 1

4.3.2 Modelo 2

Para conferir maior ductilidade à estrutura foi construído um modelo onde a ligação entre as vigas e os pilares têm capacidade de resistir a momentos. Desta forma tira-se partido do comportamento elasto-plástico dos ligadores permitindo redistribuições de esforços aumentando assim a redundância na estrutura. Por outro lado procedeu-se à determinação do número de parafusos utilizados na ligação da base ao plinto de betão, após sucessivas iterações onde se varia a rigidez das várias ligações.

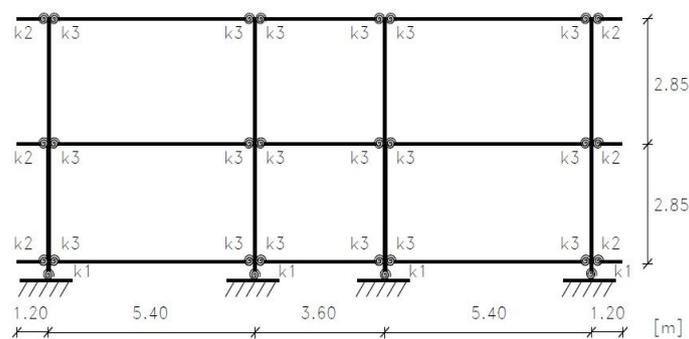


Figura 7. Pórtico transversal – Modelo 2

A rigidez da ligação da base (k_1) é de 4978,2 kNm/rad enquanto para ligação entre viga e pilar (k_3) o valor é de 2359,6 kNm/rad. As constantes de rigidez foram introduzidas nos modelos numéricos em SAP2000 através de *NLink elements*. A Fig. 8 demonstra as ligações implementadas na estrutura. As chapas centrais de aço utilizadas na ligação viga – pilar têm uma espessura de 8mm e os parafusos utilizados são M12 da classe 4.6. As ligações entre os pilares e a fundação são executadas com chapas laterais de 10mm de espessura com parafusos M16 da classe 4.6.

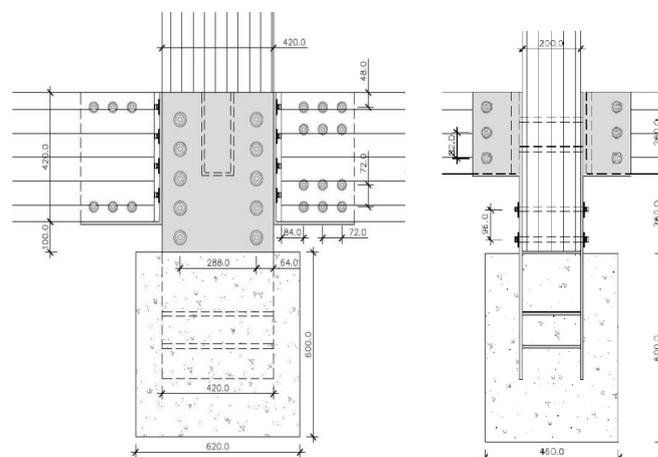


Figura 8. Ligações do pórtico transversal – Modelo 2

4.3.3 Modelo 3

Com o terceiro modelo pretende-se tirar maior partido das ligações semi-rígidas por forma a reduzir as secções de madeira. De facto, não é possível proceder a uma redução significativa da altura das vigas para não reduzir em demasia a eficiência dos parafusos. Verifica-se que ao cumprir as disposições construtivas para secções resistentes a momentos os parafusos ficam mais próximos do centro de rigidez da peça. Ao diminuir a altura útil dos parafusos estes perdem muito da sua eficácia para resistir a esforços de flexão, principalmente para a combinação fundamental de estados de limite últimos. O modelo estrutural é semelhante ao anterior. A Fig.9 demonstra que as secções das vigas e pilares foram alteradas para 200 x 400 mm². Os parafusos utilizados na ligação do pilar à fundação passam a ser M12.

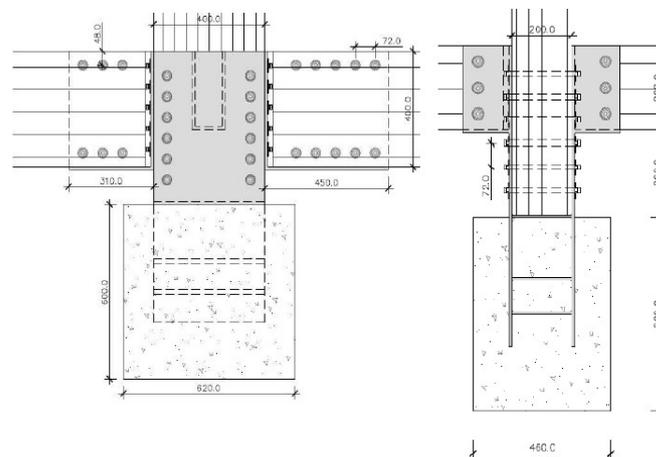


Figura 9. Ligações do pórtico transversal – Modelo 3

Neste modelo a ligação pilar – plinto tem uma rigidez (k_1) de 4372,4 kNm/rad, a mola (k_2) passa a ter 1519,1 kNm/rad enquanto a mola (k_3) fica com uma constante de 3190,7 kNm/rad.

5. ANÁLISE PUSH-OVER

Através da análise estática não linear *push-over* é possível obter informação sobre a capacidade da estrutura para resistir a ações sísmicas. O software SAP2000 permite efetuar uma análise *push-over* onde se aplicam forças à estrutura proporcionais à sua massa e altura. A curva *push-over* relaciona o somatório das forças de corte na base e os deslocamentos experimentados pelo nó de controlo. Esta análise permite também analisar e comparar os mecanismos de colapso dos vários modelos estruturais. Admite-se que as ligações existentes na cobertura não apresentam risco de rotura frágil por corte ou por tração perpendicular ao fio devido a inversão de cargas.

5.1 Inserção das características das ligações em SAP2000

O presente estudo utiliza o software SAP2000 para desenvolver as análises estáticas não lineares necessárias para avaliar o comportamento sísmico e a robustez dos modelos estruturais. O programa comercial permite modelar o comportamento das ligações através do comando *Hinge properties*. Para modelar devidamente o comportamento da secção seria necessário inserir a iteração momento – esforço transversal da ligação. No entanto, o programa comercial não dispõe dessa funcionalidade.

Para ter em conta o efeito do esforço transversal, efetua-se o cálculo do momento de plastificação reduzido das ligações semi – rígidas. Tendo em conta a simplicidade da estrutura é possível determinar a razão m entre o valor de esforço transversal e o valor de momento fletor atuantes na zona de ligação.

$$M'_{sp} = \frac{F_{v,Rd}}{\sqrt{\left(\frac{m}{n} + \frac{r_{\max}}{\sum_{i=1}^n r_i^2} \cos \beta\right)^2 + \left(\frac{r_{\max}}{\sum_{i=1}^n r_i^2} \sin \beta\right)^2}} \quad (13)$$

Para a análise push-over horizontal efetua-se o cálculo da resposta da estrutura para uma ação sísmica por análise espectral. Ao verificar as ligações mais solicitadas extrai-se a relação momento - esforço transversal a introduzir na equação (13) e obter o momento de plastificação reduzido. Tendo conhecimento da direção da força atuante no ligador é também possível calcular a resistência por plano de corte, $F_{v,Rd}$, considerando cargas instantâneas.

O software SAP2000 permite modelar a rotura frágil à flexão da madeira através da opção “*brittle*” que permite parar a análise quando uma destas secções atinge o momento de cedência secção.

Não é dada relevância a um possível descalçamento das vigas. Como ilustrado nas Fig. 8 e 9, existem apoios em duplo T, aparafusados aos pilares, que permitem que o conjunto continue ligado. Salienta-se que o efeito do esforço normal é desprezado por apresentar valores reduzidos para o caso das vigas. Tendo em conta que os pilares estão sempre sujeitos a esforços de compressão, os ligadores não são solicitados por esforços normal.

5.2 Análise para push-over horizontal

De seguida são feitas as comparações entre o comportamento da estrutura existente e as correspondentes aos Modelos 2 e 3. O Modelo 1 foi apenas utilizado para determinar as secções de madeira. A sua capacidade seria reduzida visto que as vigas não conseguem absorver esforços de flexão e formar rótulas plásticas.

Os resultados obtidos foram de encontro do esperado visto que a estrutura existente tem menor capacidade para resistir a ações sísmicas. O pórtico da estrutura existente tem um mecanismo de colapso que resulta da plastificação das secções da base e topo do pilar do primeiro piso. Os Modelos 2 e 3 apresentam melhorias significativas relativamente ao pórtico da estrutura existente. Os mecanismos de colapso consistem na formação de rótulas plásticas na base dos pilares e nas extremidades das vigas.

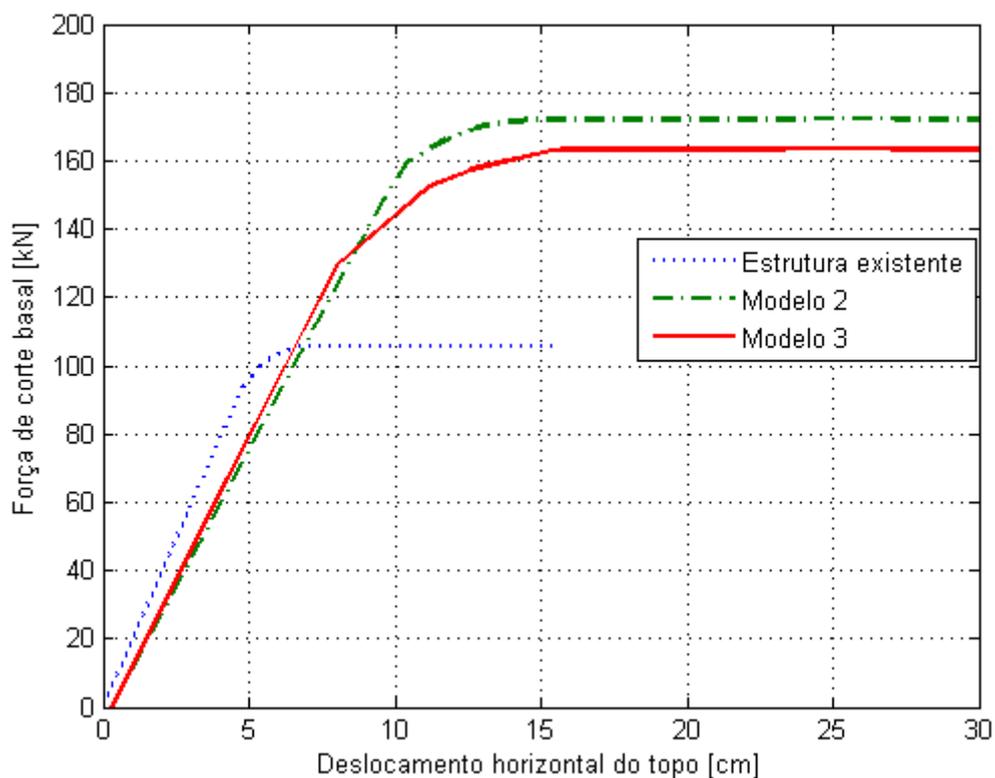


Figura 10. Gráfico push-over direção horizontal

5.3 Análise para push-over vertical

A robustez estrutural dos pórticos de madeira pode ser avaliada através de análises *push-over* vertical. A robustez de uma estrutura é avaliada para ações extremas de baixa probabilidade de ocorrência como é, por exemplo, o caso de explosões e colisões. Este tipo de ações podem causar situação de dano na estrutura como é o caso da perda de suporte devido à remoção de pilares ou vigas. Uma estrutura robusta é aquela que após uma situação de dano consegue suportar cargas de utilização. Em termos de modelação esta carga corresponde à combinação quase permanente de ações. De uma forma simples é possível aferir a robustez estrutural pela comparação da capacidade de carga da estrutura intacta e da mesma estrutura quando sujeita à remoção de um elemento. Para os vários modelos do pórtico transversal foram avaliadas as cargas de colapso da estrutura para a situação em que esta se encontra intacta e quando a mesma se encontra danificada. O

dano introduzido resulta da remoção de um pilar do primeiro piso da estrutura. A avaliação de robustez pode ser feita de uma forma determinística pela obtenção da razão entre a carga de colapso da estrutura danificada e a carga de colapso da estrutura intacta [8].

O Quadro 1 apresenta os resultados obtidos, a Fig.11 os modos de colapso da estrutura existente enquanto a Fig. 12 demonstra os mecanismos de colapso dos Modelos 2 e 3

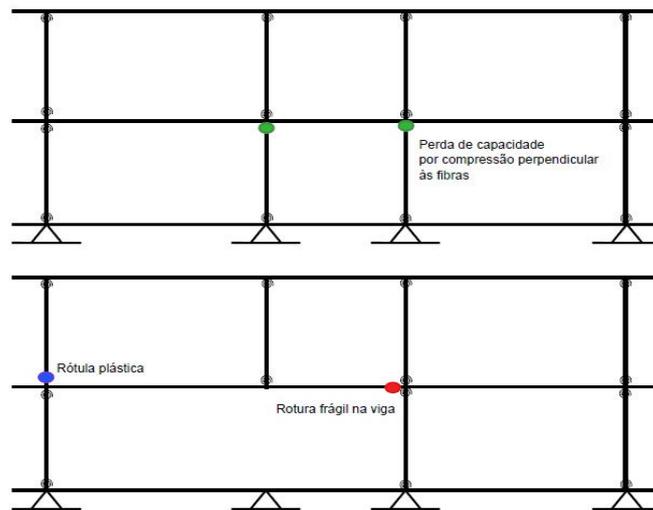


Figura 11. Modos de rotura da estrutura existente para push-over vertical

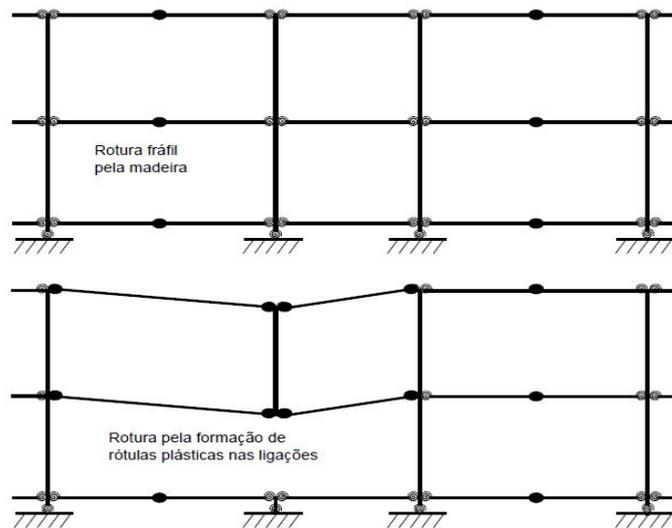


Figura 12. Modos de rotura dos Modelos 2 e 3 para push-over vertical

O acréscimo de carga é proporcional ao carregamento verificado para a combinação quase permanente de ações. Importa referir que as cargas de colapso obtidas para as estruturas

danificadas, dos modelos projetados para ação sísmica, são inferiores à carga total para a combinação quase permanente.

Quadro 1. Resultados para análise *push-over* vertical

Modelo	P_{qp} [kN]	P_{int} [kN]	P_{dam} [kN]	$\frac{P_{dam}}{P_{int}}$
Existente	370,6	1683,6	883,4	0,525
2	346,1	2170,1	210,7	0,097
3	332,4	2105,9	285,8	0,136

Outro dado importante refere-se ao modo de rotura da estrutura existente sem dano. Existe perda de capacidade de absorver carga na zona de apoio das vigas do primeiro piso por se exceder a resistência à compressão perpendicular ao fio da madeira. Este modo de rotura é desejável em estruturas de madeira pois não tem um comportamento frágil. No entanto, o *software* utilizado não permite redistribuir este tipo de esforços.

6. CONCLUSÕES

Neste trabalho foram avaliados os comportamentos sísmicos e a robustez estrutural de diferentes disposições construtivas de pórticos planos de madeira. Tendo em conta que as estruturas de madeira são mais comuns no norte da Europa, onde a ação sísmica não é importante, foi analisada que implicações ao nível do sistema estrutural tem o dimensionamento sismo-resistente. Para o efeito selecionou-se uma estrutura porticada de madeira construída na Alemanha, concebida e dimensionada considerando apenas ações verticais. Por forma a comparar a robustez de estruturas de madeira em zonas sísmicas, foram dimensionados dois modelos estruturais tendo em conta as recomendações da norma NP EN 1998-1. As análises *push-over* horizontais efetuadas permitem comparar a resposta sísmica para as diferentes disposições construtivas. Enquanto a estrutura existente apresenta a formação prematura de um mecanismo instável, os modelos dimensionados para ações sísmicas apresentam um comportamento dúctil devido à capacidade de deformação das ligações semi-rígidas entre as vigas e os pilares.

Os resultados obtidos para a análise *push-over* vertical indicam que a estrutura existente tem mais capacidade de carga. Tendo em conta que a viga contínua da estrutura existente apresenta uma resistência à flexão superior àquela dos modelos 2 e 3, a capacidade de carga é obrigatoriamente superior. No entanto, deve notar-se que a análise realizada apenas considerou a ocorrência da primeira rotura na estrutura e não a progressão da rotura. No caso da estrutura existente, a rotura de uma viga conduzirá, na opinião dos autores, à rotura dos segmentos de pilar ligados a essa viga, conduzindo a uma rápida progressão do dano ao longo da estrutura. Este problema será analisado através de

modelos tridimensionais com ligações semi-rígidas para aumentar o número de caminhos de carga possíveis.

AGRADECIMENTOS

Agradecimentos à Fundação para a Ciência e Tecnologia pelo financiamento dado para a execução deste trabalho no âmbito do tema "*Robustness of multi-storey timber buildings in seismic regions*" do programa doutoral InfraRisk.

REFERÊNCIAS

- [1] D. M. Frangopol and J. P. Curley, "Effects of Damage and Redundancy on Structural Reliability," *J. Struct. Eng.*, vol. 113, no. 7, pp. 1533–1549, Jul. 1987.
- [2] M. Hansson and H. J. Larsen, "Recent failures in glulam structures and their causes," *Eng. Fail. Anal.*, vol. 12, no. 5, pp. 808–818, Oct. 2005.
- [3] J. M. Branco and L. A. C. Neves, "Robustness of timber structures in seismic areas," *Eng. Struct.*, vol. 33, no. 11, pp. 3099–3105, Nov. 2011.
- [4] P. Dietsch, "Robustness of large-span timber roof structures — Structural aspects," *Eng. Struct.*, vol. 33, no. 11, pp. 3106–3112, Nov. 2011.
- [5] J. W. Baker, M. Schubert, and M. H. Faber, "On the assessment of robustness," *Struct. Saf.*, vol. 30, no. 3, pp. 253–267, May 2008.
- [6] J. D. Sørensen, "Framework for robustness assessment of timber structures," *Eng. Struct.*, vol. 33, no. 11, pp. 3087–3092, Nov. 2011.
- [7] A. Porteous, Jack and Kermani, *Structural Timber Design for Eurocode 5*. Blackwell Publishing, 2007.
- [8] E. S. Cavaco, J. R. Casas, L. A. C. Neves, and A. E. Huespe, "Robustness of corroded reinforced concrete structures – a structural performance approach," *Struct. Infrastruct. Eng.*, vol. 9, no. 1, pp. 1–17, Sep. 2010.