



## AVALIAÇÃO DA ROBUSTEZ DE ESTRUTURAS DE MADEIRA EM ZONAS SÍSMICAS



Leonardo Rodrigues\*

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

[leonardofrodrigues@gmail.com](mailto:leonardofrodrigues@gmail.com)



Jorge M. Branco

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

[jbranco@civil.uminho.pt](mailto:jbranco@civil.uminho.pt)



Luís C. Neves

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

[Luis.Neves@nottingham.ac.uk](mailto: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  $\alpha$  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  $\beta$  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.

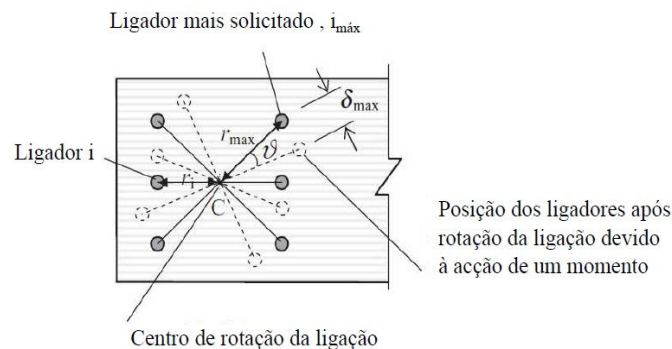


Figura 1. Comportamento à rotação de ligações em estruturas de madeira

### 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  $\psi_2$  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.

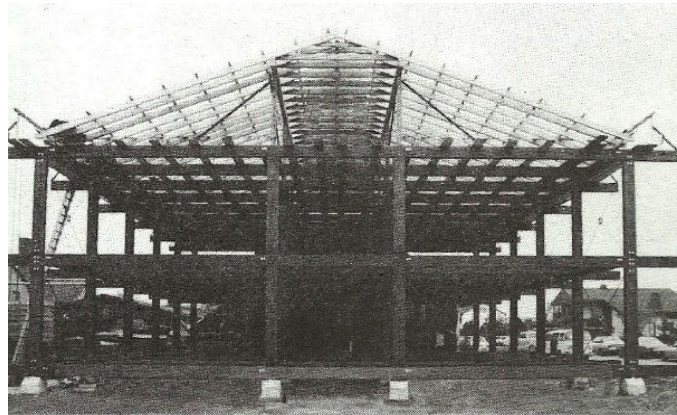


Figura 2. Estrutura porticada em fase construtiva.

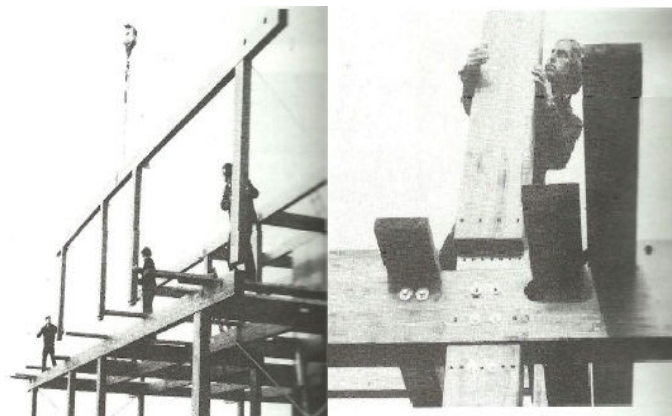


Figura 3. Fase de construção da estrutura

#### 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.

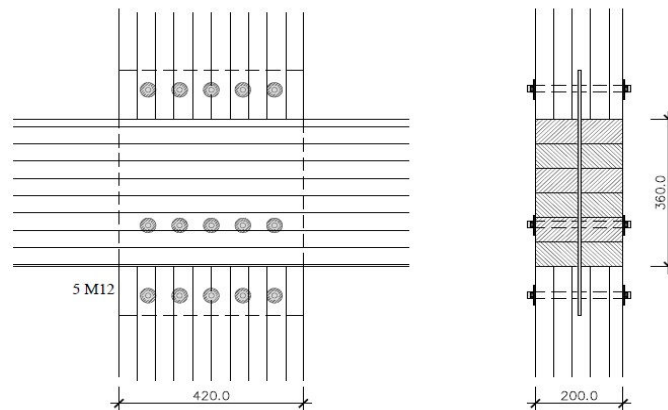


Figura 4. Ligação viga-pilar da estrutura inicial.

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.

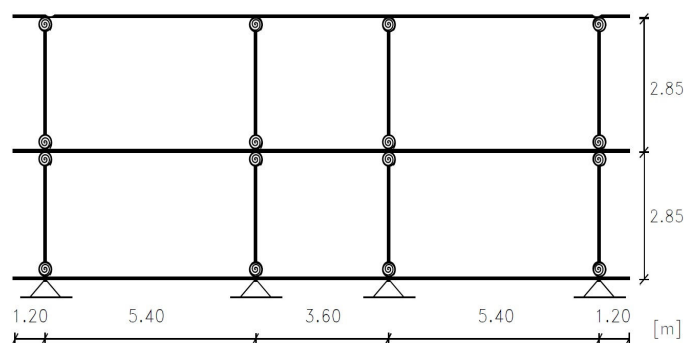


Figura 5. Ligações do pórtico transversal – Estrutura existente

### 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 mm<sup>2</sup>.



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.

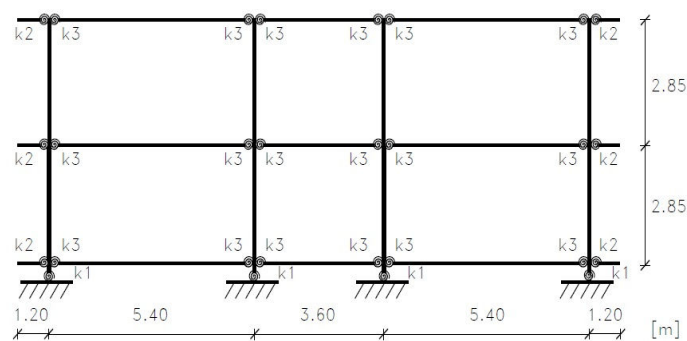


Figura 7. Pórtico transversal – Modelo 2

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.

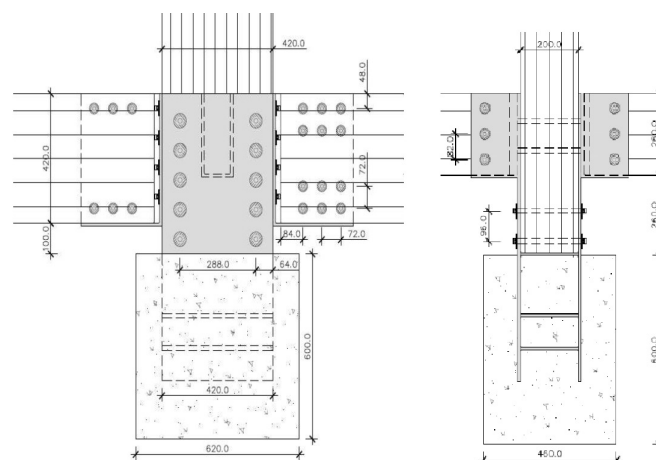


Figura 8. Ligações do pórtico transversal – Modelo 2

### 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 mm<sup>2</sup>. Os parafusos utilizados na ligação do pilar à fundação passam a ser M12.

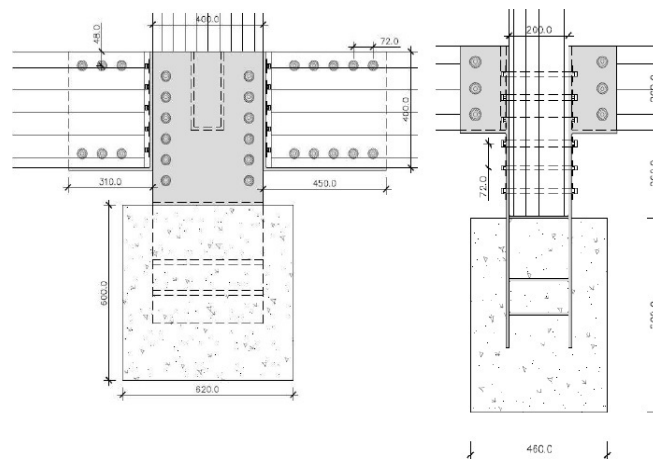


Figura 9. Ligações do pórtico transversal – Modelo 3

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.

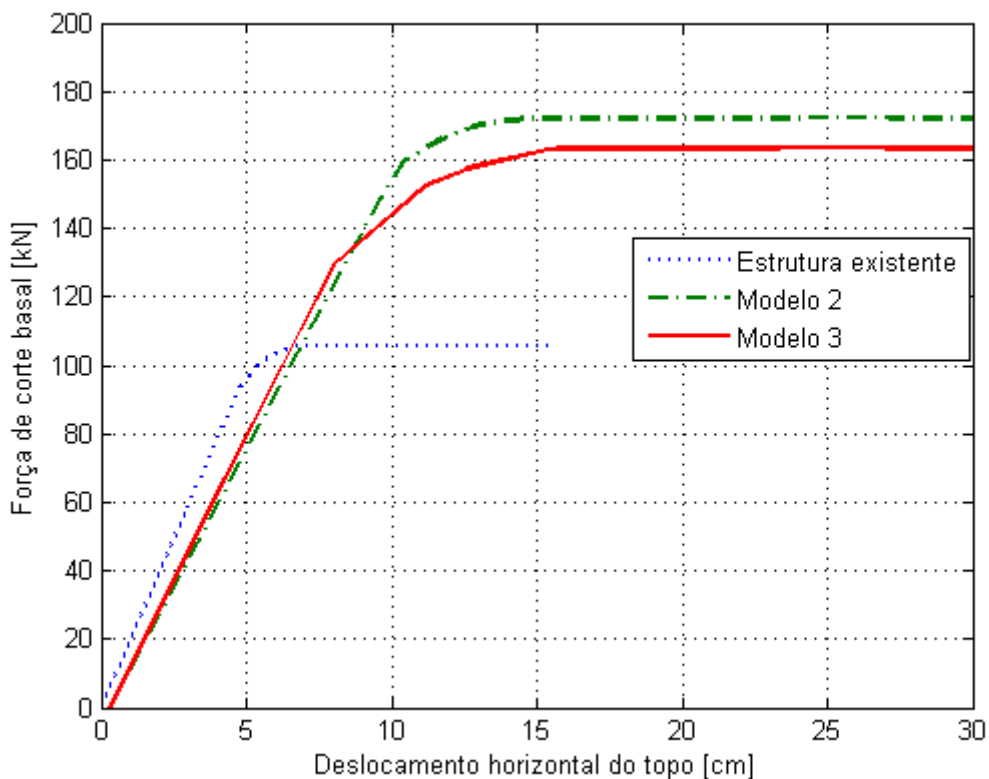


Figura 10. Gráfico push-over direção horizontal

### 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

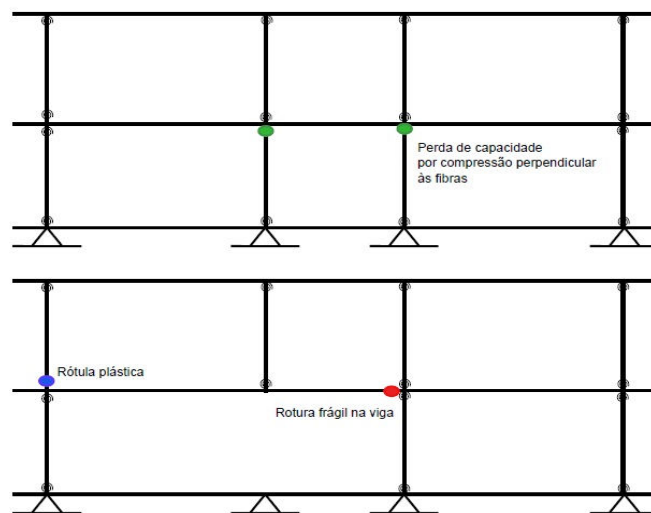


Figura 11. Modos de rotura da estrutura existente para push-over vertical

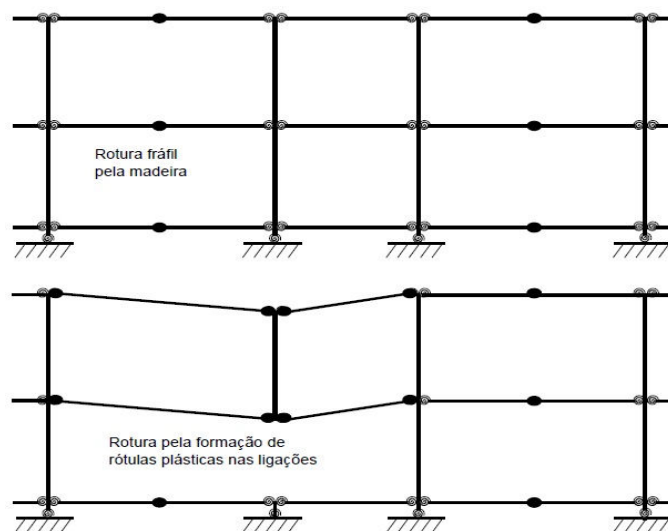


Figura 12. Modos de rotura dos Modelos 2 e 3 para push-over vertical

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.