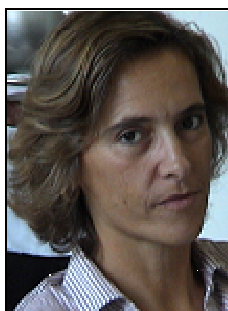


## ENSAIOS SÍSMICOS A UMA SOLUÇÃO DE EDIFÍCIO DE BETÃO ARMADO PRÉ-FÁBRICADO



**Luís Mendes**  
B. Doutoramento  
FCT-LNEC  
Lisboa



**Ema Coelho**  
Investigador principal  
LNEC  
Lisboa



**Alfredo C. Costa**  
Investigador principal  
LNEC  
Lisboa

### SUMÁRIO

Esta comunicação descreve os ensaios sísmicos efectuados no LNEC a uma estrutura pré-fabricada de betão armado. Os ensaios foram desenvolvidos com o apoio da *Comissão Europeia* e no âmbito do projecto de investigação *PRECAST STRUCTURES EC8 - Seismic Behaviour of Precast Concrete Structures with Respect to Eurocode 8*.

O protótipo de referência é um sistema para edifícios de uma empresa Portuguesa de pré-fabricação, tendo sido dimensionado, produzido e montado pela mesma empresa, utilizando as suas práticas habituais. A estrutura tem dimensões em planta de 12,0x10,5 m<sup>2</sup> e 2 pisos com 4,5 m de altura. Durante a montagem as vigas são suportadas por cantoneiras, ou por perfis tubulares, fixos aos pilares. As ligações viga-pilar são completadas com chapas metálicas soldadas a parafusos e pelo preenchimento dos vazios com argamassa injectada através de furos. A estrutura pode ser considerada como um sistema pré-fabricado com ligações secas de ductilidade limitada.

Foi ensaiado na plataforma sísmica triaxial do LNEC um modelo à escala 1/3 do protótipo de referência utilizando a lei de semelhança de Cauchy-Froude. A acção sísmica considerada foi um acelerograma semi-artificial de Tolmezzo compatibilizado com o espectro de reposta do Eurocódigo 8. A estrutura foi sujeita a 5 fases de ensaio com intensidade crescentes atingindo-se valores de PGA=0,95g. Nesta comunicação apresenta-se o comportamento observado da estrutura, a evolução das frequências e amortecimentos modais, a avaliação da hipótese de diafragma rígido, os deslocamentos globais e entre pisos, e através de um modelo simplificado, as forças e os ciclos histeréticos globais. Apresenta-se também o comportamento cinemático de 8 ligações viga-pilar que foram instrumentadas com transdutores de deslocamento.

**Palavras-chave:** Comportamento Sísmico, Estruturas Pré-fabricadas de Betão Armado.

## 1. INTRODUÇÃO

A investigação apresentada nesta comunicação foi desenvolvida no âmbito do projecto *Precast Structures EC8 - Seismic Behaviour of Precast Concrete Structures with Respect to Eurocode 8*, pelo *Grupo Português* que é constituído pelo LNEC e pela empresa de estruturas pré-fabricadas *Civibral, Sistemas de Construção S.A.* Este projecto foi financiado pela *Comissão Europeia* no âmbito do programa *Human Capital and Mobility* do 5<sup>o</sup> Programa Quadro.

## 2. PROTÓTIPO-MODELO

### 2.1 Protótipo

O protótipo escolhido para os ensaios foi um sistema pré-fabricado da empresa *Civibral* utilizado principalmente em edifícios. A estrutura tem 2 pisos com 4.5 m de altura cada e 10,5x12,0 m<sup>2</sup> em planta. Na maior direcção existem dois vãos e na menor apenas um. São utilizados dois tipos de vigas: o primeiro tem uma secção em L que permite apoiar directamente os painéis de laje e tem dimensões exteriores de 0,70x0,45 m<sup>2</sup>; o outro tipo de viga é uma secção rectangular de 0,70x0,30 m<sup>2</sup> que não recebe directamente as cargas das lajes. As lajes são painéis nervurados de 2 m de largura e funcionam estruturalmente apenas numa direcção. Depois da montagem da estrutura é betonada uma camada de betão de solidarização dos painéis das lajes, com 5 cm de espessura.

O protótipo foi dimensionado pela *Civibral* utilizando a sua prática corrente e considerando a regulamentação Portuguesa em vigor [1-3]. Para o dimensionamento da estrutura foi efectuada uma análise elástica no domínio do tempo num programa comercial de elementos finitos, onde a acção sísmica foi considerada através de acelerogramas. As ligações viga-pilar foram modeladas como ligações rotuladas e as ligações pilar-sapata como encastramentos perfeitos. As acções consideradas foram calculadas recorrendo aos valores habituais para o peso específico do betão armado, e ainda, uma sobrecarga de 5 kN/m<sup>2</sup> nos pavimentos. Os acelerogramas referentes à acção sísmica foram obtidos das componentes horizontais dos registos de *Tolmezzo* (sismo de Friuli, 1976), compatibilizados com os espectros de resposta do Eurocódigo 8 [4] (solo tipo B e 5% de amortecimento). A combinação de acções foi efectuada recorrendo às indicações do RSA. As amplitudes dos acelerogramas foram escaladas para um valor de PGA de 0,375 g (1,5x0,25 g). Os efeitos da acção sísmica foram obtidos dos valores elásticos afectados de um coeficiente de comportamento,  $q=2,0$ . Para considerar os efeitos de segunda ordem e os efeitos diferidos foram consideradas as excentricidades accidental, de fluência e de segunda ordem previstas no REBAP [3]. As verificações de segurança foram efectuadas considerando os estados limites últimos e de serviço preconizados nos regulamentos Portugueses.

### 2.2 Modelo

A concepção do modelo teve em consideração as características da plataforma triaxial do LNEC, nomeadamente os limites em planta de 4,60x5,60m<sup>2</sup> e a capacidade máxima de 40 toneladas, conduzindo a uma escala geométrica de 1/3, que viabiliza a utilização dos mesmos

materiais do protótipo (betão armado), e ainda, respeitar as restrições anteriores. Para estabelecer a lei de semelhança modelo/protótipo adoptou-se simultaneamente a semelhança de Cauchy e de Froude, o que é uma pratica habitual neste tipo de ensaios [5]. Os factores de escala relevantes que resultam desta lei são apresentados no Quadro 1.

Quadro 1: Factores de escala modelo/protótipo.

Parâmetro	Factor de escala $( )_P / ( )_M$	Parâmetro	Factor de escala $( )_P / ( )_M$
Comprimento	$L_P / L_M = \lambda = 3$	Aceleração	1
Elasticidade	$E_P / E_M = 1$	Velocidade	$\lambda^{1/2} = 1,73205$
Massa específica	$\rho_P / \rho_M = \lambda^{-1} = 0,33(3)$	Deslocamento	$\lambda = 3$
Massa	$\lambda^2 = 9$	Força	$\lambda^2 = 9$
Tempo	$\lambda^{1/2} = 1,73205$	Tensão	1
Frequência	$\lambda^{-1/2} = 0,57735$	Deformação	1

As principais consequências da utilização desta lei de semelhança são: i) a “compressão” do tempo nos ensaios; ii) a mesma escala de acelerações no modelo e no protótipo; e iii) uma massa específica no modelo  $\lambda$  vezes superior à do protótipo. Esta última relação tem uma importante consequência nos ensaios, uma vez que estamos a utilizar os mesmos materiais é necessário adicionar massas ao modelo. Assim sendo, para cumprir a lei de semelhança, e ainda, para considerar o valor quase permanente da sobrecarga foram adicionados 96,7 kN (8 massas de 6 kN) em cada piso. As massas foram distribuídas de forma a terem a mesma inércia de translação e de rotação de uma placa fina com a mesma massa e as dimensões em planta dos pisos. A configuração adoptada encontra-se representada na Figura 1.

O modelo ensaiado é directamente uma versão à escala 1/3 do protótipo, com diferenças apenas nos painéis de laje, que são maciços em vez de nervurados, pois torna-se extremamente difícil produzir estes elementos à escala do modelo. A espessura da lâmina de solidarização foi corrigida para que a inércia de flexão das lajes fosse equivalente à do protótipo. Foram utilizados pequenos apoios de neoprene para simular o contacto pontual dos painéis nervurados nas vigas em L.

Existem dois tipos de ligações viga-pilar: o primeiro tipo liga os pilares às vigas em L (ver Figura 2-a). Durante a montagem da estrutura as vigas são suportadas por perfis tubulares metálicos, fixos no interior do pilar pré-fabricado. No topo das vigas existe uma placa metálica onde um parafuso vertical de alta resistência estabelece a ligação ao perfil tubular. A placa metálica é igualmente ligada ao pilar através de parafusos. Antes da betonagem da lâmina de solidarização, os vazios da ligação são preenchidos com argamassa através de um furo inclinado. O segundo tipo de ligação viga-pilar é semelhante ao anterior. A principal diferença consiste na utilização de uma cantoneira em vez do perfil tubular (ver Figura 2-b).

Os pilares e as sapatas foram construídos num único elemento monolítico.

O modelo foi montado directamente na plataforma sísmica por pessoal da *Civibril*, enquanto que a selagem dos nós e a betonagem da camada de solidarização foram efectuadas por pessoal do LNEC.

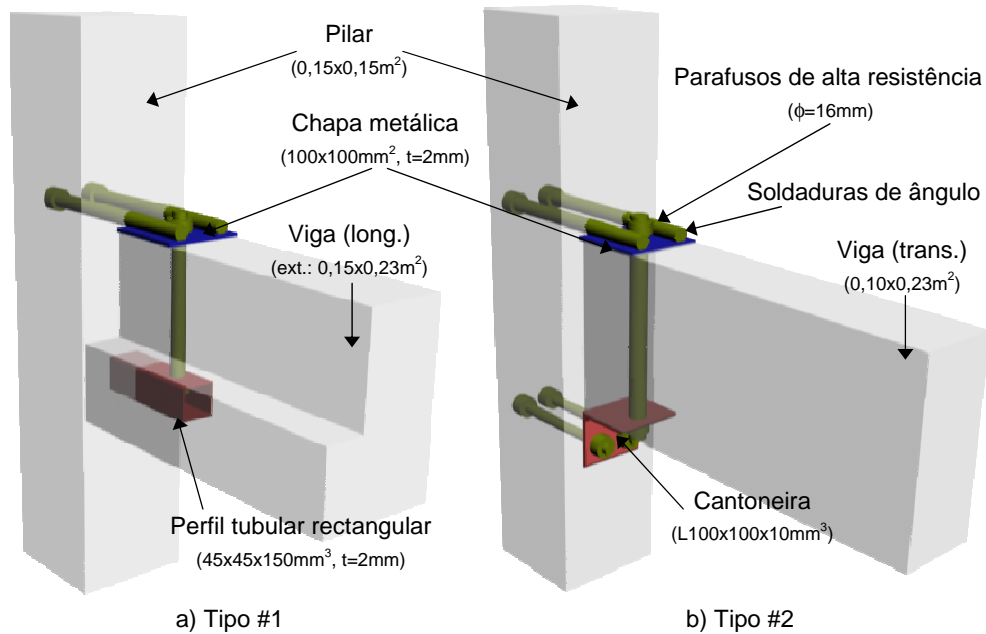
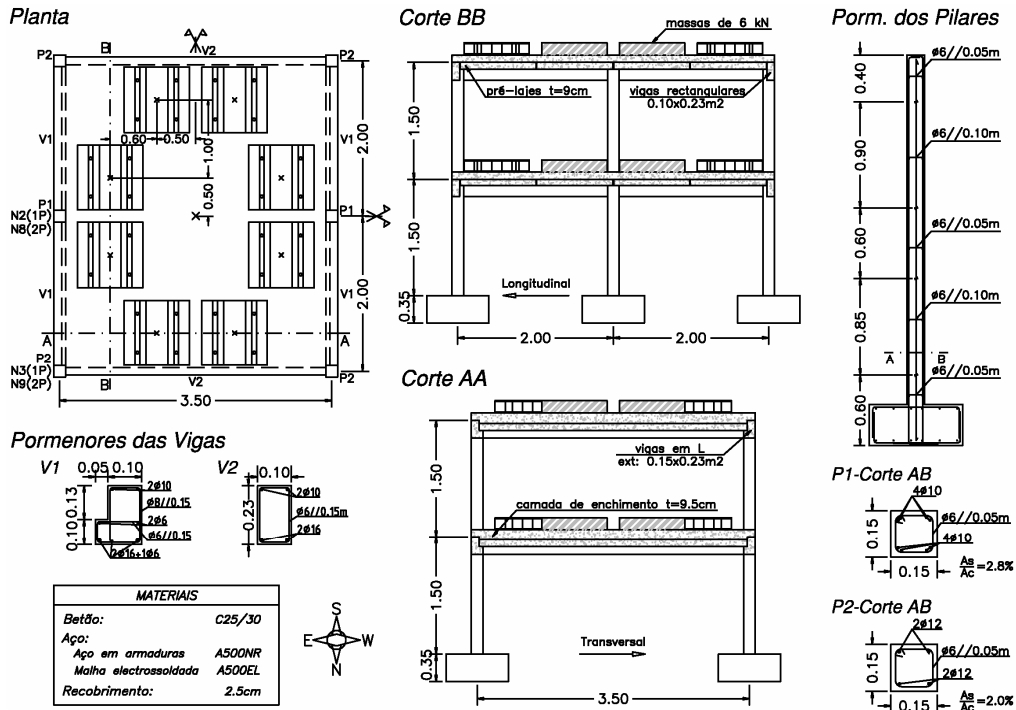


Figura 2: Ligações viga-pilar.

### 3. PROGRAMA DE ENSAIO

Os acelerogramas semi-artificiais de Tolmezzo foram igualmente utilizados nos ensaios sísmicos, utilizando-se a componente *Acc X* segundo a direcção transversal da plataforma (E-O) e *Acc Y* na longitudinal (N-S) (ver Figura 1).

A duração dos registos foi reduzida para cumprir os requisitos da lei de semelhança, adaptados à mesa sísmica e transformados em registos de deslocamento.

O programa de ensaio incluiu dois tipos séries: i) as séries de ensaio (*Fase n*), que são registos sísmicos com intensidade crescente, definidos aproximadamente pela relação,  $PGA^{Trans} = PGA^{Long} \times 1,5$ . No

final do ensaio foram realizadas 5 séries de ensaio (Fase 0 – Fase 4); ii) as séries de caracterização dinâmica (*Cat n*), que precedem todas as séries de ensaio e são constituídas por excitações de baixa amplitude com conteúdo espectral uniforme na gama de frequências relevantes, de forma a permitir avaliar as características dinâmicas da estrutura e a sua evolução ao longo do ensaio.



Figura 3: Vista do modelo antes do ensaio.

### 4. ANÁLISE AO COMPORTAMENTO GLOBAL

#### 4.1 Comportamento observado

Durante e depois do ensaio foi observado o seguinte comportamento:

- Vigas e pilares (longe da zona das ligações):  
As vigas sofreram uma quantidade reduzida de danos visíveis;  
O dano visível nos pilares foi igualmente baixo, mesmo em zonas de esforços elevados como a base dos pilares (ver Figura 4-a).
- Ligações viga-pilar – Tipo #1 (ver Figura 4-b):  
Neste tipo de ligação foram observados danos médios a elevados;  
No final do ensaio foi visível betão esmagado em muitos elementos de vigas e de pilar.
- Ligações viga-pilar – Tipo #2 (ver Figura 4-c):  
Foram observados danos severos, com esmagamento e destacamento do betão em todos os casos. Uma macro-fissura, atravessando o furo do parafuso vertical, apareceu na face inferior de todas as vigas.
- Fissuração:  
Foi observada uma quantidade reduzida de fissuras não directamente relacionada com as ligações viga-pilar, e todas apresentavam aberturas pequenas. Nas fases iniciais do ensaio a

camada de solidarização foi esmagada e destacada juntos aos pilares, deixando de ter participação estrutural para além da de solidarização dos painéis de laje.

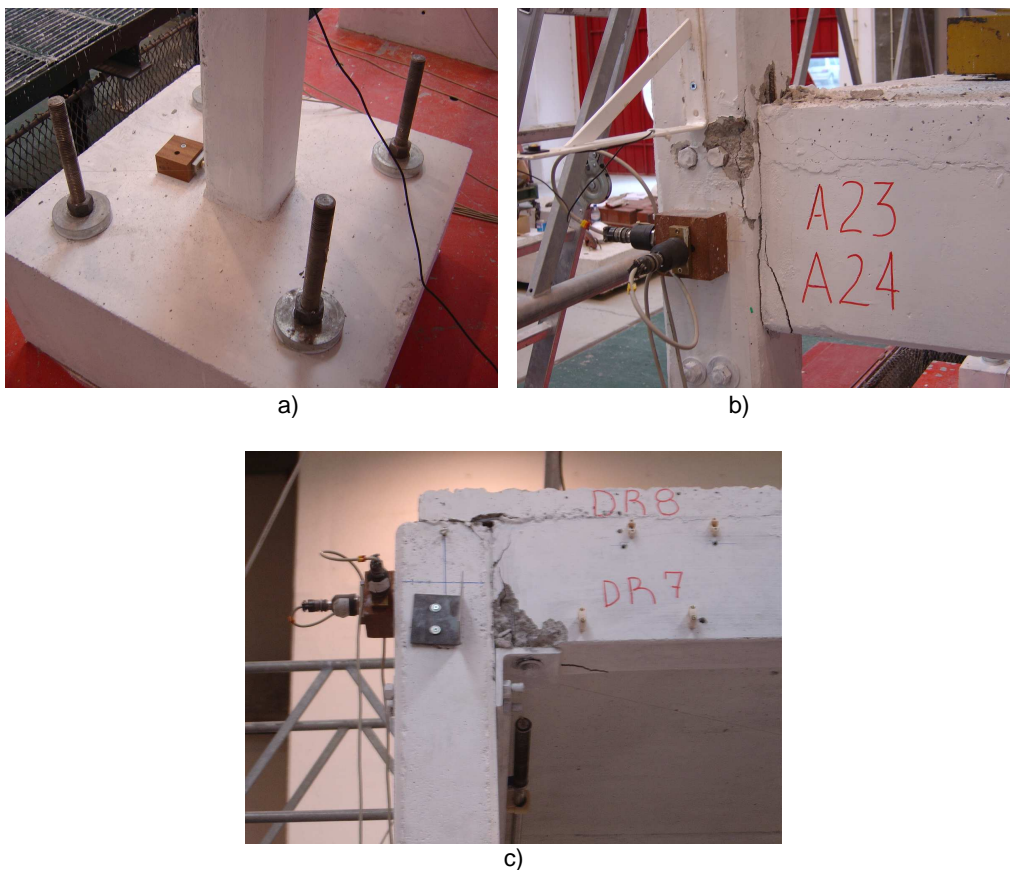


Figura 4: Comportamento observado.

#### 4.2 Frequências e amortecimentos modais

As frequências e os amortecimentos modais foram identificados através de estimativas das funções de resposta em frequência (FRFs), com base nos registos das séries de caracterização dinâmica (Cat 0 – Cat 4). As frequências identificadas são apresentadas numericamente no Quadro 2 e graficamente na Figura 5. Um modelo matemático dinâmico linear foi utilizado para validar os resultados experimentais. As frequências de vibração do Modelo #1 (ver Quadro 2), que considera as ligações viga-pilar com rígidas e as secções não fissuradas, aproximam-se dos valores experimentais antes do ensaio. Depois de todas as fases de ensaio os resultados experimentais aproximam-se do modelo com ligações viga-pilar rotuladas e considerando 50% de redução na rigidez de flexão devido a fissuração dos elementos (Modelo #2). Na direcção longitudinal os valores experimentais são um pouco

superiores ao modelo matemático, o que é plausível, uma vez que o dano observado foi significativamente inferior, sendo de esperar uma maior rigidez de rotação nas ligações entre vigas e pilares.

O amortecimento apresentou uma tendência de crescimento durante a evolução do ensaio, com valores iniciais de aproximadamente 5%, típicos de uma estrutura monolítica de betão armado, e finais entre os 6% a 8%, chegando mesmo a registos superiores a 10% no primeiro modo da direcção transversal, a qual teve os maiores danos. Esta tendência de crescimento deve-se sobretudo a fenómenos de fricção que se geram e aumentam com o dano dos elementos.

Quadro 2: Frequências e amortecimentos experimentais vs analíticos.

Freq.[Hz] (amort.)	1º Trans.	1º Long.	1º Torção	2º Trans.	2º Long.
Cat 0	2,9 (4,8%)	3,3 (4,6%)	4,5 (1,5%)	9,0 (4,4%)	14,3 (4,9%)
Cat 1	2,3 (7,2%)	2,9 (4,6%)	4,2 (5,0%)	7,5 (5,7%)	12,6 (6,2%)
Cat 2	1,9 (8,3%)	2,8 (7,4%)	3,8 (5,9%)	6,7 (6,4%)	11,5 (6,8%)
Cat 3	1,4 (11,4%)	2,2 (6,2%)	3,3 (6,2%)	5,4 (7,6%)	9,6 (6,2%)
Cat 4	1,2 (13,4%)	-	-	4,8 (7,8%)	8,4 (6,3%)
Modelo #1	3,0	4,0	5,7	10,4	11,6
Modelo #2	0,9	0,9	2,5	6,1	6,1

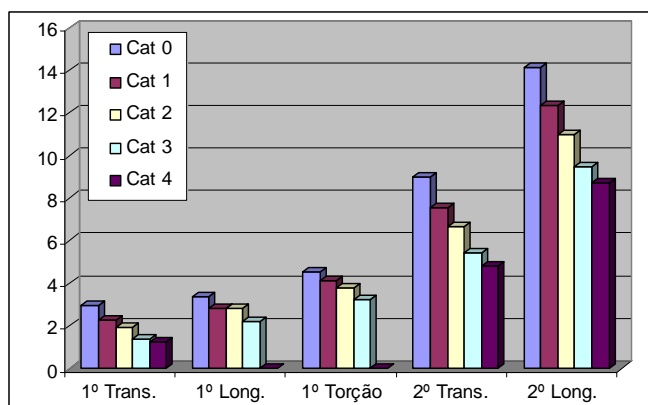


Figura 5: Valores experimentais das frequências modais [Hz].

### 4.3 Solicitação Sísmica

A primeira análise aos registos de acelerações na base da estrutura conduziu aos resultados apresentados no Quadro 3-a. Analisando estes resultados em maior pormenor é possível concluir que são influenciados por picos de aceleração que se geram em frequências superiores a 10Hz, devido à interacção modelo-plataforma, e sem grande consequência para a estrutura (ver Figura 6). Para corrigir os valores do PGA deste efeito, foi utilizado um parâmetro relacionado com a energia, a *intensidade de Arias* [6]. O procedimento adoptado consistiu em

adoptar um valor corrigido do valor de pico da aceleração da base (PGA\*), onde o valor da intensidade de Arias no acelerograma de Tolmezzo, correspondente ao mesmo valor da série obtida experimentalmente. Os resultados obtidos são apresentados no Quadro 3-b e revelam uma pequena redução dos valores de PGA e melhor concordância com os valores do espectro de resposta da série original (ver Figura 6). Este ajuste revelou-se melhor na direcção transversal, embora com algumas diferenças na zona do patamar e nos períodos mais elevados, enquanto que na direcção longitudinal os resultados apresentam apenas qualidade média. A principal razão para este desajuste encontra-se relacionada com uma interacção modelo-plataforma diferente da considerada na adaptação do sinal à plataforma sísmica, a qual foi efectuada anteriormente e para outro estudo experimental.

Quadro 3: Valores de pico da aceleração da base (mesa sísmica).

a) Medido			b) Corrigido		
PGA [g]	Trans.	Long.	PGA* [g]	Trans.	Long.
Fase 0	0,09	0,10	Fase 0	0,07	0,08
Fase 1	0,27	0,18	Fase 1	0,21	0,14
Fase 2	0,45	0,29	Fase 2	0,32	0,23
Fase 3	0,89	0,72	Fase 3	0,67	0,48
Fase 4	1,26	1,18	Fase 4	0,95	0,72

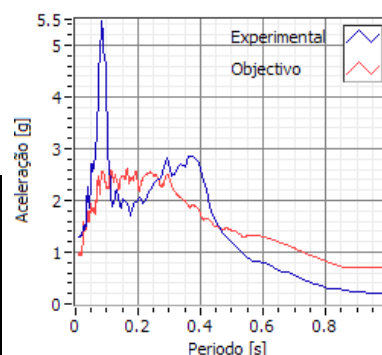


Figura 6: Espectro de resposta, Fase 04 Transversal.

#### 4.4 Rigidez dos pisos

Para avaliar a deformação dos pisos e para testar a hipótese de estes serem considerados como diafragmas rígidos no seu plano, foram medidas as deformações de 4 diagonais no segundo piso. Alguns relatórios técnicos indicam que as rotações relativas nas ligações vigapilar, típicas de estruturas pré-fabricadas com juntas secas, podem promover deformações entre elementos, e consequentemente, deformações no plano dos pisos [7]. Os valores obtidos experimentalmente revelaram deformações muito pequenas, inferiores a 0,11% ou 4,4 mm em diagonais de 3,95 m, o que pode em parte ser devido à forma como foram efectuadas as medições. Desta forma, foi considerado que os pisos do modelo ensaiado podem ser considerados com rígidos no seu plano, viabilizando a utilização de um modelo cinemático de 3 graus de liberdade por piso (duas translações e uma rotação em torno do eixo vertical).

#### 4.5 Deslocamentos dos centros de massa

Os deslocamentos dos centros de massa (CM) dos pisos apresentados no Quadro 4 e os diagramas polares da Figura 7 foram obtidos através de um modelo de 3 graus de liberdade por piso.



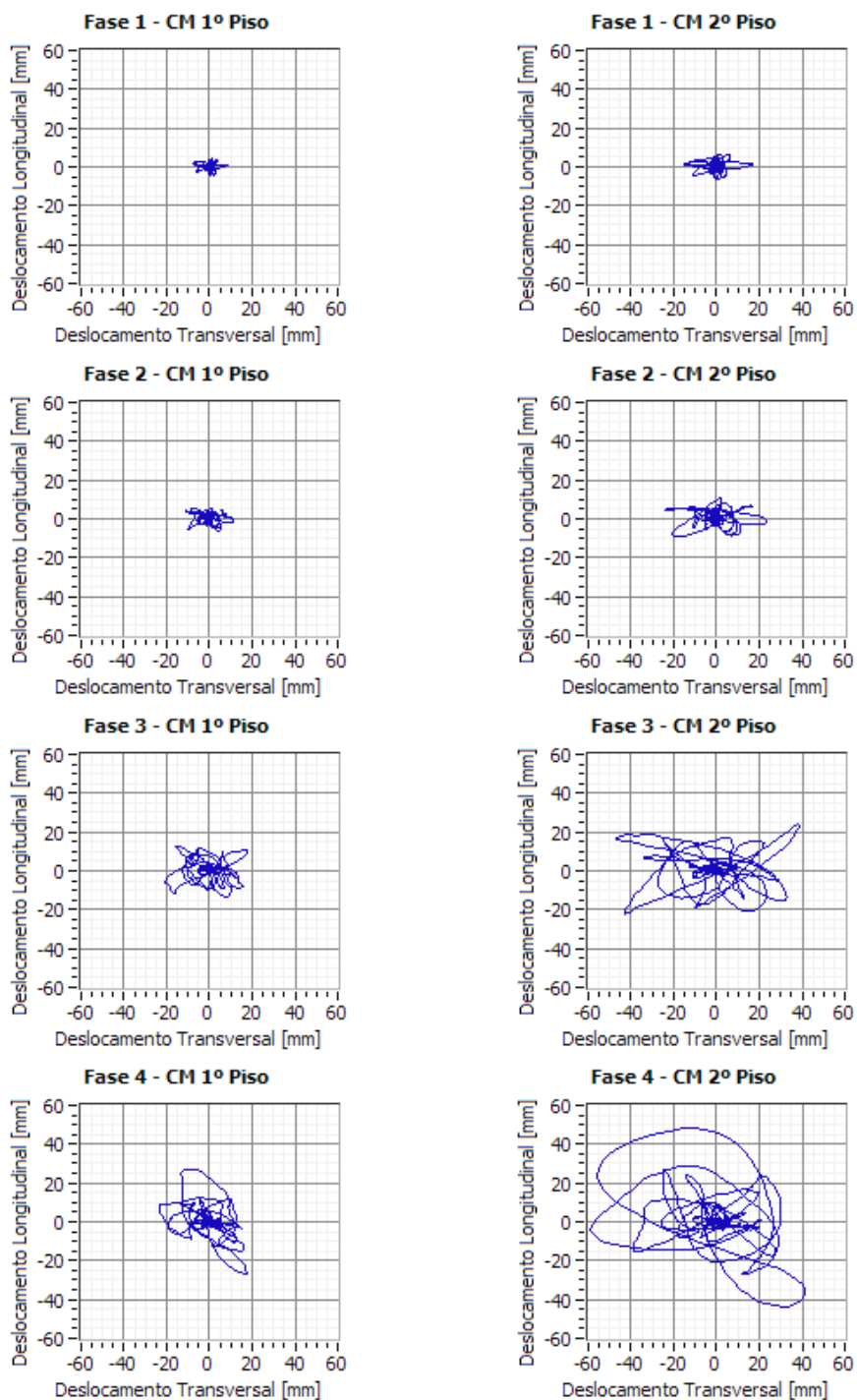


Figura 7: Diagramas polares dos centros de massa dos pisos.

Quadro 4: Deslocamentos e rotações relativas máximas dos centros de massa dos pisos.

Centro de Massa	Unid.	Fase 0	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Fase 4
1º Piso – Desloc. Rel. Trans.	[mm]	4,0	8,5	11,2	20,6	23,6
1º Piso – Desloc. Rel. Long.	[mm]	2,4	4,6	6,5	13,6	27,2
1º Piso – Rotação Relativa	[°]	0,02	0,02	0,04	0,06	0,08
2º Piso – Desloc. Rel. Trans.	[mm]	6,6	16,5	24,1	47,1	59,0
2º Piso – Desloc. Rel. Long.	[mm]	2,5	6,6	10,6	23,9	48,1
2º Piso – Rotação Relativa	[°]	0,00	0,00	0,00	0,01	0,01

Os deslocamentos maiores foram registados na direcção transversal, embora nas últimas fases do ensaio os deslocamentos longitudinais tenham aumentado comparativamente, provavelmente devido ao dano mais tardio (ver Figura 7). Conforme esperado, as rotações segundo o eixo vertical dos pisos são muito pequenas, devido à dupla simetria da estrutura e à ausência de excitação de torção, que é impedida na plataforma sísmica.

#### 4.6 Deslocamentos entre pisos

No Quadro 5 apresentam-se os valores máximos dos deslocamentos entre pisos, obtidos nos centros de massa e nos 4 pilares de canto. Os valores máximos atingidos foram da ordem de grandeza de 0,3% na Fase 0, 0,6% na Fase 1, 0,9% na Fase 2, 2,1% na Fase 3 e 2,9% na Fase 4. Alguns pilares registaram valores ainda mais elevados (e.g. 3,4% no pilar NW-2º piso) devido a alguma torção. Os valores mais elevados foram obtidos maioritariamente no segundo piso, uma vez que nas fases mais avançadas do ensaio o comportamento dos pilares se assemelhou mais a consolas do que a sistemas porticados (comportamento tipo pêndulo invertido). Nas fases iniciais, os valores máximos foram obtidos no primeiro piso, uma vez que nessa altura, a rigidez elevada nas ligações viga-pilar conferiam à estrutura um comportamento de pórtico.

Quadro 5: Valores máximos dos deslocamentos entre pisos.

Posição	Fase 0		Fase 1		Fase 2		Fase 3		Fase 4		
	Trans.	Long.	Trans.	Long.	Trans.	Long.	Trans.	Long.	Trans.	Long.	
Pilares	1º P. NW	0,3%	0,2%	0,6%	0,3%	0,8%	0,5%	1,5%	1,0%	1,7%	1,9%
	1º P. SE	0,2%	0,1%	0,6%	0,2%	0,7%	0,4%	1,3%	0,9%	1,3%	1,9%
	1º P. NE	0,2%	0,1%	0,4%	0,1%	0,5%	0,2%	0,9%	0,6%	0,8%	0,6%
	1º P. SW	0,2%	0,1%	0,5%	0,1%	0,7%	0,2%	1,2%	0,5%	1,4%	0,8%
	2º P. NW	0,3%	0,1%	0,8%	0,3%	1,2%	0,6%	2,7%	1,2%	3,4%	2,6%
	2º P. SE	0,2%	0,2%	0,5%	0,2%	0,9%	0,3%	2,1%	0,9%	2,9%	1,4%
	2º P. NE	0,2%	0,1%	0,6%	0,2%	1,0%	0,4%	2,1%	0,9%	2,7%	1,7%
	2º P. SW	0,2%	0,2%	0,7%	0,3%	1,1%	0,5%	2,2%	1,1%	2,8%	2,6%
CM	1º P. CM	0,3%	0,2%	0,6%	0,3%	0,7%	0,4%	1,4%	0,9%	1,6%	1,8%
	2º P. CM	0,2%	0,1%	0,6%	0,2%	0,9%	0,4%	2,1%	0,9%	2,9%	1,4%

A representação gráfica dos deslocamentos entre pisos dos centros de massa versus um parâmetro da acção sísmica (PGA\*), apresentada na Figura 8, revela um comportamento praticamente linear com alguma perda de rigidez devido ao dano. A única excepção dá-se na direcção transversal - Fase 4 em que a estrutura parece “recuperar” rigidez. Nesta direcção o modelo ensaiado alterou o seu comportamento dinâmico para gamas de frequência com menor conteúdo de sollicitação sísmica, pelo que, os incrementos de PGA\* não são representativos do acréscimo real de energia introduzida na estrutura. Outra explicação possível é que os deslocamentos entre pisos atingiram valores perto do limite físico, conduzindo a um andamento típico de um curva de fragilidade.

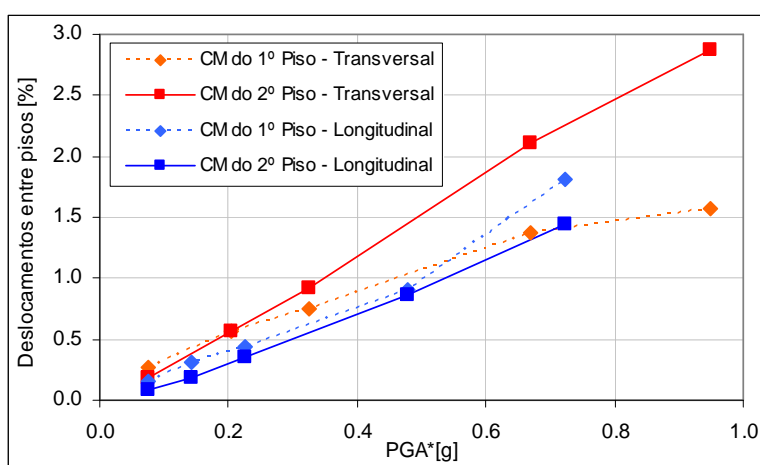


Figura 8: Deslocamentos entre pisos dos centros de massa.

#### 4.7 Forças globais

Uma estimativa para as forças globais desenvolvidas no modelo ensaiado foi obtida através de um modelo simplificado que assume que as forças de inércia são iguais às forças de restituição, desprezando as forças de amortecimento. Este modelo fornece apenas valores aproximados, com maior precisão quando as velocidades são baixas (na hipótese de amortecimento viscoso), mas permite obter estimativas de forças globais com base apenas em grandezas cinemáticas (ver Figura 9). Os valores máximos do corte basal foram superiores na direcção transversal, mas nas 2 últimas fases do ensaio, os valores na direcção longitudinal tornaram-se comparativamente maiores (ver Quadro 6). Conforme mencionado anteriormente, este fenómeno é consequência da mudança das características dinâmicas da estrutura na direcção transversal, absorvendo menos energia da acção sísmica, embora os valores de PGA sejam sempre mais elevados. Tomando em consideração que o modelo pesa aproximadamente 254 kN, os valores da razão entre o corte basal máximo e o peso do modelo são igualmente apresentados no Quadro 6. As estimativas das forças de corte basal indicam que na direcção longitudinal se ultrapassou metade do peso da estrutura (51%), enquanto que na direcção transversal apenas 31% (ver Quadro 6).

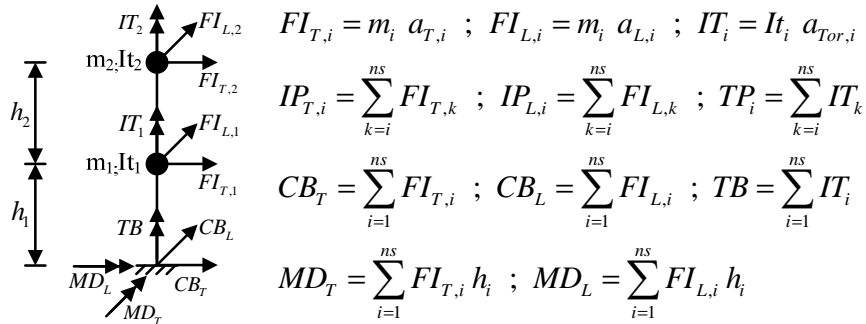


Figura 9: Modelo global simplificado.

Quadro 6: Valores máximos das forças globais.

Corte Basal, [kN] (%G)	Fase 0	Fase 1	Fase 2	Fase 3	Fase 4
Transversal	35,7 (14%)	60,8 (24%)	61,8 (24%)	78,0 (31%)	76,7 (30%)
Longitudinal	22,1 (9%)	39,7 (16%)	51,3 (20%)	84,0 (33%)	128,5 (51%)

#### 4.8 Ciclos de histerese global

O modelo simplificado apresentado na secção anterior permitiu igualmente o traçado dos ciclos de histerese global apresentados na Figura 10 (corte basal vs. deslocamento relativo no topo). Analisando estes diagramas é possível concluir que:

- Na Fase 1, algum comportamento não linear é já visível na direcção transversal, com alguma dissipação de energia. Na direcção longitudinal o comportamento é praticamente linear.
- Na Fase 2, o comportamento global é similar à fase anterior, com aumento da amplitude dos ciclos, diminuição da rigidez e algum efeito de aperto (*pinching*) na direcção transversal, enquanto que na longitudinal, o comportamento não linear é ainda pouco evidente.
- Na Fase 3, a rigidez da estrutura na direcção transversal é muito baixa e o diagrama mostra a eventual presença de contribuições de modos de vibração superiores. Na direcção longitudinal os fenómenos não lineares aparecem mais visíveis.
- Na Fase 4, a direcção transversal denota apenas um valor residual de rigidez, enquanto que na outra direcção, o diagrama apresenta um comportamento fortemente não linear, com um claro efeito de aperto, consequência da abertura e fecho das ligações viga-pilar.

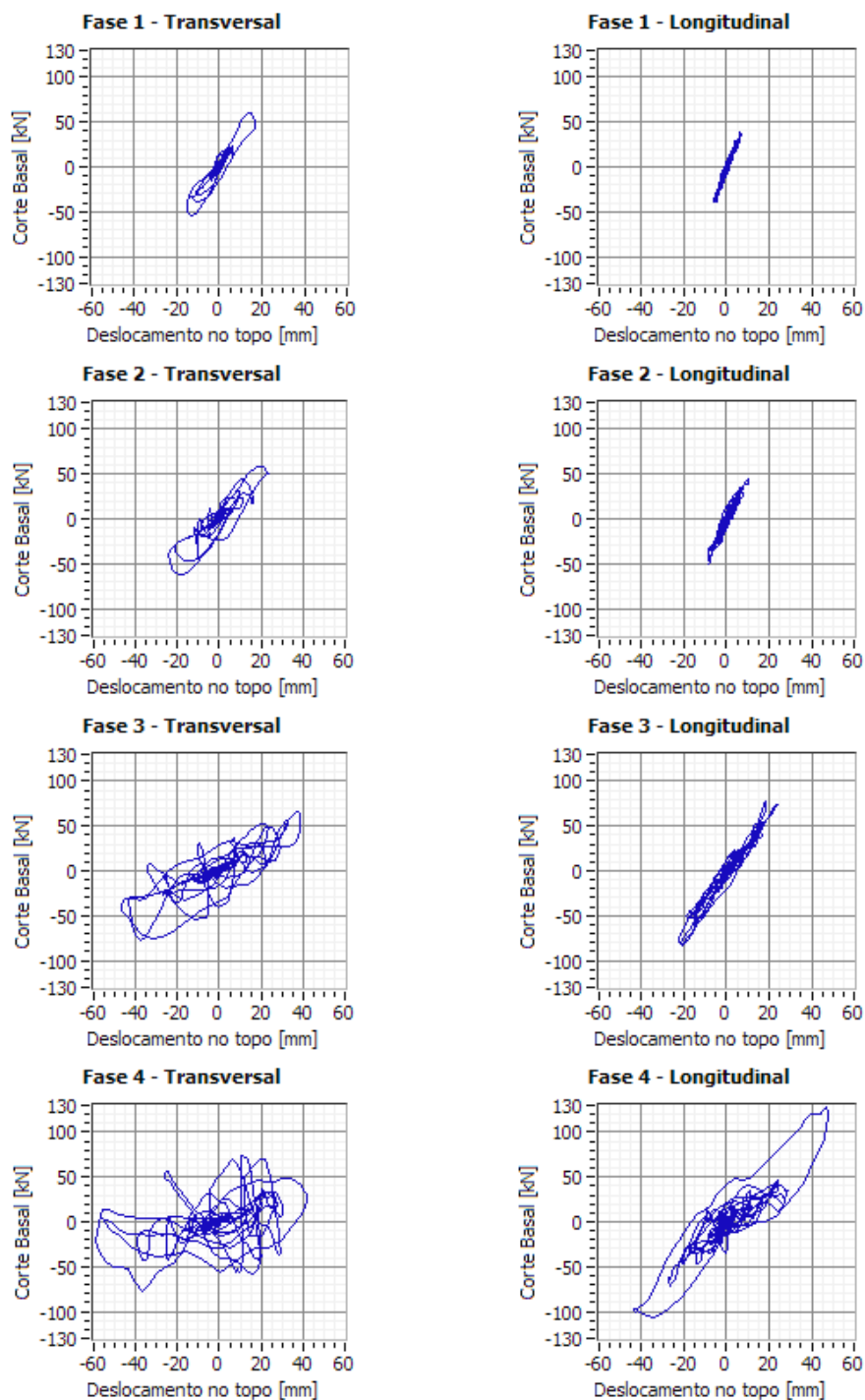


Figura 10: Ciclos de histerese global – Corte basal vs. deslocamento relativo no topo.

## 5. LIGAÇÕES VIGA-PILAR

Os deslocamentos de 8 ligações viga-pilar foram medidos com transdutores de deslocamento colocados junto à face superior e inferior das vigas (ver Figura 11). Estes deslocamentos foram convertidos em abertura e rotação relativa, de acordo com o indicado na Figura 11. Os valores máximos dos deslocamentos são apresentados no Quadro 7. Para obter os valores equivalentes no protótipo estes valores devem ser multiplicados por 3 (escala geométrica), excepto para as rotações cujo factor de escala é unitário.

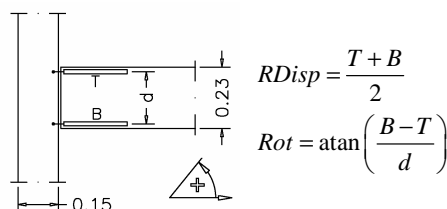


Figura 11: Medição dos deslocamentos relativos das ligações viga-pilar.

Quadro 7: Deslocamentos e rotações máximas das ligações viga-pilar.

Nó viga-pilar	Abertura no topo max (final) [mm]	Abertura em baixo max (final) [mm]	Desloc. global max (final) [mm]	Rotação global max (final) [°]
Nó 3 - Trans.	5,0 (2,3)	5,9 (1,0)	0,0 (2,4)	1,0 (0,0)
Nó 9 - Trans.	2,5 (1,2)	8,4 (2,1)	1,2 (3,3)	2,1 (1,2)
Nó 3 - Long.	1,4 (0,0)	4,7 (1,2)	0,1 (0,2)	1,2 (0,1)
Nó 9 - Long.	0,6 (0,4)	3,6 (1,3)	0,3 (0,0)	1,3 (0,3)
Nó 2	0,5 (0,0)	0,5 (0,2)	0,0 (0,1)	0,2 (0,0)
Nó 2	0,4 (0,0)	0,7 (0,3)	0,0 (0,1)	0,3 (0,0)
Nó 8	0,9 (0,0)	0,7 (0,3)	0,1 (0,2)	0,3 (0,1)
Nó 8	0,9 (0,0)	0,5 (0,4)	0,1 (0,1)	0,4 (0,1)

Analisando estes resultados é possível observar que:

- Menores deslocamentos foram medidos nas ligações interiores (nó 2 e 8);
- As aberturas nas faces inferiores das vigas (max: 8,4 mm) foram maiores que as do topo (max: 5,0 mm). A abertura permanente máxima foi igualmente na face inferior (5,3 mm);
- O deslocamento relativo máximo foi de 4,8 mm, com um valor permanente de 3,3 mm no final do ensaio; A rotação relativa máxima foi de 2,1°, com um valor permanente de 1,2°;
- Nas ligações da direcção transversal as aberturas e rotações são maiores (ligação tipo #2).

## 6. CONCLUSÕES

Foi ensaiada uma estrutura pré-fabricada, dimensionada e construída pela empresa *Civibral*, para um sismo com  $PGA=0,375g$  (1,5x0,25g) e recorrendo a um coeficiente de comportamento de  $q=2,0$ , tendo sido sujeita, na plataforma sísmica triaxial do LNEC, a 5 solicitações sísmicas de intensidade crescente. Os resultados dos ensaios permitiram tirar as seguintes conclusões:

- Comportamento observado:

A maioria do dano visível esteve concentrada nas ligações viga-pilar;

Longe das ligações, os elementos sofreram pouco dano;

- Comportamento Global:

As frequências modais experimentais foram de 2.9 Hz (Trans.) e 3.2 Hz (Long.) antes dos testes, e depois de 1.2 Hz (Trans.), 1.9 Hz (Long). Assim sendo, o modelo sofreu uma intensa degradação de rigidez (cerca de 80% na direcção transversal);

Recorrendo a um modelo matemático, verificou-se que as frequências experimentais variaram entre os valores obtidos considerando ligações viga-pilar perfeitas (antes do ensaio) e obtidos considerando ligações rotuladas (final do ensaio);

As lajes revelaram rigidez axial suficiente para serem consideradas como rígidas no seu plano;

Os deslocamentos entre pisos atingiram valores muito altos (por volta dos 3% nas últimas fases), assim sendo, o colapso poderia estar iminente;

As forças de corte basal estimadas foram também muito elevadas (superiores a 50% do peso do modelo);

Embora os valores mais elevados de PGA fossem medidos na direcção transversal, as primeiras séries danificaram a estrutura fortemente nessa direcção, alterando o comportamento dinâmico para bandas de frequências que recebem menor energia da solicitação sísmica;

Os ciclos de histerese global revelaram um comportamento praticamente elástico na Fase 1 e 2 segundo a direcção longitudinal e um claro comportamento não linear na transversal. Nas séries seguintes o comportamento não linear apareceu na longitudinal, enquanto que a direcção transversal apresentou apenas sinais de uma rigidez residual muito baixa.

- Ligações viga-pilar:

Em ambos os tipos das ligações viga-pilar as faces inferiores das vigas revelaram maior flexibilidade. A chapa metálica e os parafusos colocados no topo da viga apresentaram uma melhor resposta, tanto em ductilidade como em rigidez;

Comparativamente, a ligação tipo #2 teve pior desempenho (maior dano e degradação de rigidez), embora nessa direcção os esforços tenham sido maiores devido à configuração estrutural (apenas um vão);

Nas ligações tipo #2, o parafuso vertical perdeu a sua contribuição quando um macro-fissura apareceu atravessando o furo do parafuso (ver Figura 4-c), conduzindo a deslocamentos praticamente livres na face inferior da viga;

Para compreender melhor o comportamento destas ligações é necessário efectuar estudos mais aprofundados (e.g. ensaios cíclicos).

- Desempenho da estrutura:

Nas fases menos intensas as ligações viga-pilar revelaram rigidez de rotação não desprezável e o comportamento foi típico de uma estrutura porticada. Nas séries finais, o comportamento global foi típico de pilares em consola (comportamento em pêndulo invertido);

As ligações viga-pilar revelaram suficiente ductilidade para resistir às 5 fases de ensaio sem colapsarem;

Para dimensionar esta estrutura contra o colapso, um modelo conservativo mas real consiste em considerar as ligações viga-pilar com rotuladas, tal como foi feito pelos técnicos da *Civibra*;

O mecanismo de colapso mais prováveis identificados são o colapso local das ligações viga-pilar, em particular as do tipo #2, e o colapso do segundo piso, devido a apresentarem valores mais elevados de deslocamento entre pisos e tendo em atenção o bom comportamento das bases os pilares;

Tendo em consideração o desempenho da estrutura ensaiada apresentado nesta comunicação, para os requisitos de segurança habituais (anti-colapso), é esperado que esta estrutura fosse capaz de resistir a uma acção sísmica superior à considerada no dimensionamento ( $PGA=0.375\text{ g}$ );

Para determinar a margem de segurança para a prevenção do colapso e para a limitação dos danos, é necessário efectuar estudos mais aprofundados, tendo em conta estes e outros resultados, e ainda, a perigosidade do local onde a estrutura fosse construída.

## 7. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a excelente cooperação com os técnicos da Civibril, com os outros parceiros de projecto e o empenho dos colegas da experimentação do LNEC/NESDE. O financiamento da Comissão Europeia é igualmente reconhecido.

## 8. REFERÊNCIAS

- [1] RSA, *Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes*. 1983, Decreto-Lei nº 235/83 de 31 de Maio, Imprensa Nacional Casa da Moeda.
- [2] REAE, *Regulamento de Estruturas de Aço para Edifícios*. 1986, Decreto-Lei nº 211/86 de 31 de Julho, Imprensa Nacional Casa da Moeda.
- [3] REBAP, *Regulamento de Estruturas de Betão de Armado e Pré-Esforçado*. 1983, Decreto-Lei nº 349-C/83 de 30 de Julho, Imprensa Nacional Casa da Moeda.
- [4] EC8, *Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance. Part 1 - General rules, seismic actions and rules for buildings*. 2003, Comité Européen de Normalisation.
- [5] Carvalho, E. *Seismic testing of structures*. in *11th European Conference on Earthquake Engineering*. 1998. Rotterdam.
- [6] Sarma, S.K. e K.S. Yang, *An Evaluation of Strong Motion Records and a New Parameter A95*. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 1987. Vol. 15: p. 119-132.
- [7] FIB, *Seismic design of precast concrete building structures, in State-of-art report*. 2003: Lausanne.