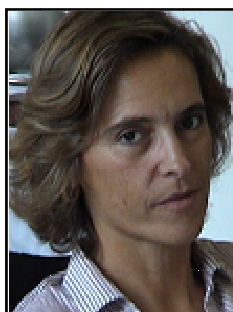


ENSAIOS SÍSMICOS A UM SISTEMA ESTRUTURAL DE BETÃO PRÉ-FABRICADO PARA EDIFÍCIOS



Luís Mendes
B. Doutoramento
FCT-LNEC
Lisboa



Ema Coelho
Investigador principal
LNEC
Lisboa



Alfredo C. Costa
Investigador principal
LNEC
Lisboa

SUMÁRIO

Nesta comunicação pretende-se efectuar o resumo da investigação desenvolvida no âmbito do projecto *Precast Structures EC8 - Seismic Behaviour of Precast Concrete Structures with Respect to Eurocode 8*, no qual foi efectuado o estudo do comportamento sísmico de uma solução pré-fabricada de betão para edifícios, que recorre a ligações entre elementos do tipo seco e de baixa ductilidade. O estudo envolveu duas fases experimentais: na primeira foram efectuados ensaios dinâmicos em plataforma sísmica a um modelo de 2 pisos, construído à escala 1:3, que foi sujeito a séries sísmicas com intensidades crescentes; na segunda fase foram efectuados ensaios quasi-estáticos, monotónicos e cíclicos, às ligações viga-pilar e pilar-fundação utilizadas neste sistema estrutural. São apresentados os principais resultados e conclusões que foram possíveis extrair sobre o comportamento sísmico do sistema estrutural.

Palavras-chave: Comportamento Sísmico; Estruturas Pré-fabricadas; Betão Armado.

1. INTRODUÇÃO

Nas últimas décadas tem-se assistido um pouco por todo o mundo ao aumento da utilização de soluções estruturais de betão pré-fabricado. Estas soluções apresentam algumas vantagens face à construção tradicional, como é o caso de ser possível uma maior rapidez e simplicidade na montagem in-situ, e por ser possível um maior controlo de qualidade na fase de fabricação. Em situações onde as configurações estruturais são muito padronizadas, é também possível beneficiar de uma melhoria na eficiência, em consequência de uma produção massificada. Estes aspectos são muito relevantes para os casos onde é vital encurtar o tempo de projecto e de construção, quer por razões económicas ou de forma a minimizar o impacto da fase construtiva. Nesta perspectiva, as soluções pré-fabricadas para edifícios industriais, para

passagens pedonais, para viadutos, entre outras, tornam-se muitas vezes competitivas face às soluções tradicionais.

Por outro lado, são conhecidos casos em que as estruturas pré-fabricadas apresentaram mau comportamento durante a ocorrência de eventos sísmicos intensos, havendo mesmo registo de colapsos. Estas situações contribuíram para o aparecimento de alguma suspeição e abrandamento na utilização destas soluções, em particular, em zonas sísmicas de moderada/alta sismicidade. Assim sendo, torna-se necessário melhorar os conhecimentos sobre o comportamento sísmico destas estruturas através de investigação específica nesta matéria. Muitas vezes os sistemas de pré-fabricação existentes no mercado apresentam características muito diferenciadas. É comum haver soluções com diferentes geometrias, métodos de fabrico e de montagem, diferentes elementos de ligação e diferentes sistemas de dissipação de energia, conduzindo a que a actividade experimental tenha um papel de destaque na análise do comportamento sísmico, uma vez que à partida, as características de ductilidade e de dissipação de energia de cada sistema estrutural são difíceis de prever e de modelar com rigor, tornando as análises numéricas, só por si, difíceis de efectuar e com um grau de incerteza elevado.

Nesta comunicação pretende-se efectuar um resumo dos resultados mais importantes que se obteve da investigação desenvolvida no âmbito do projecto financiado pela Comissão Europeia *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 *Civibril, Sistemas de Construção S.A.*. Foi efectuado o estudo do comportamento sísmico de uma solução pré-fabricada de betão para edifícios comercializada por esta empresa. O estudo envolveu ensaios dinâmicos em plataforma sísmica e ensaios quasiestáticos, monotónicos e cíclicos às ligações entre elementos.

2. ENSAIOS DINÂMICOS EM PLATAFORMA SÍSMICA

O protótipo escolhido para os ensaios é um edifício pré-fabricado da empresa Civibril, com 2 pisos de 4,5 m de altura cada e 10,5x12,0 m² em planta. Na maior direcção existem dois vãos e na menor existe apenas um vão (ver Figura 1). 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 m²; o segundo tipo de viga tem uma secção rectangular de 0,70x0,30 m² 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 é betonada uma camada de betão de compressão com 5 cm de espessura, que permite solidarizar os painéis de laje.

O protótipo foi dimensionado pelos técnicos da Civibril de acordo com a sua prática corrente e com a regulamentação Portuguesa em vigor [1,2]. 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 rotuladas e as ligações pilar-fundação como encastramentos perfeitos. As acções consideradas foram calculadas recorrendo aos valores habituais para o peso específico do betão armado e adoptou-se uma sobrecarga de 5 kN/m² 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 [3] (solo tipo B e 5% de amortecimento). A combinação de acções foi efectuada recorrendo às indicações do RSA [1] e 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 por um coeficiente de comportamento, $q=2,0$. As verificações de segurança foram efectuadas considerando os estados limites últimos e de serviço preconizados nos regulamentos Portugueses [1,2].

A concepção do modelo teve em consideração as características da plataforma triaxial do LNEC, nomeadamente os limites em planta de 4,60x5,60 m² 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 consiste numa prática habitual neste tipo de ensaios [4]. Os factores de escala relevantes que resultam da aplicação desta lei de semelhança são apresentados no Quadro 1. As principais consequências são as seguintes: i) “compressão” do tempo nos ensaios; ii) mesma escala de acelerações no modelo e no protótipo; e iii) massa específica no modelo λ vezes superior à do protótipo. Esta última relação tem uma importante consequência nos ensaios, uma vez que foram utilizados os mesmos materiais, é necessário adicionar massas ao modelo. Desta forma, para verificar 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 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 adoptada. A espessura da lâmina de compressão 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.

O modelo apresenta dois tipos de ligações viga-pilar: o primeiro tipo liga os pilares às vigas em L (ver Figura 3-a). No processo de montagem 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 compressão, os vazios da ligação são preenchidos com argamassa através de um furo inclinado; o segundo tipo de ligação viga-pilar é semelhante ao anterior e a principal diferença consiste na utilização de uma cantoneira em vez do perfil tubular (ver Figura 3-b). Os pilares e as sapatas foram construídos num único elemento monolítico. O modelo foi montado directamente na plataforma sísmica por pessoal da Civibral, enquanto a selagem dos nós e a betonagem da camada de compressão foram efectuadas por pessoal do LNEC.

2.1 Programa de Ensaio

Os acelerogramas semi-artificiais de Tolmezzo foram também utilizados nos ensaios dinâmicos em plataforma sísmica, recorrendo-se à componente Acc X segundo a direcção transversal da plataforma (E-O) e à componente Acc Y na longitudinal (N-S) (ver Figura 1). A duração dos registos foi reduzida para cumprir os requisitos da lei de semelhança, os sinais foram

adaptados à mesa sísmica e transformados em registos de deslocamento para serem utilizados nos ensaios.

O programa de ensaio incluiu dois tipos séries: i) *séries de ensaio* (Fase n), onde foram injectados os registos sísmicos com intensidades crescentes, num total de 5 séries (Fase 0 – Fase 4), tendo-se registado os valores da aceleração de pico apresentados no Quadro 2; ii) *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, que permitiram estimar as características dinâmicas da estrutura e a sua evolução ao longo das séries de ensaio.

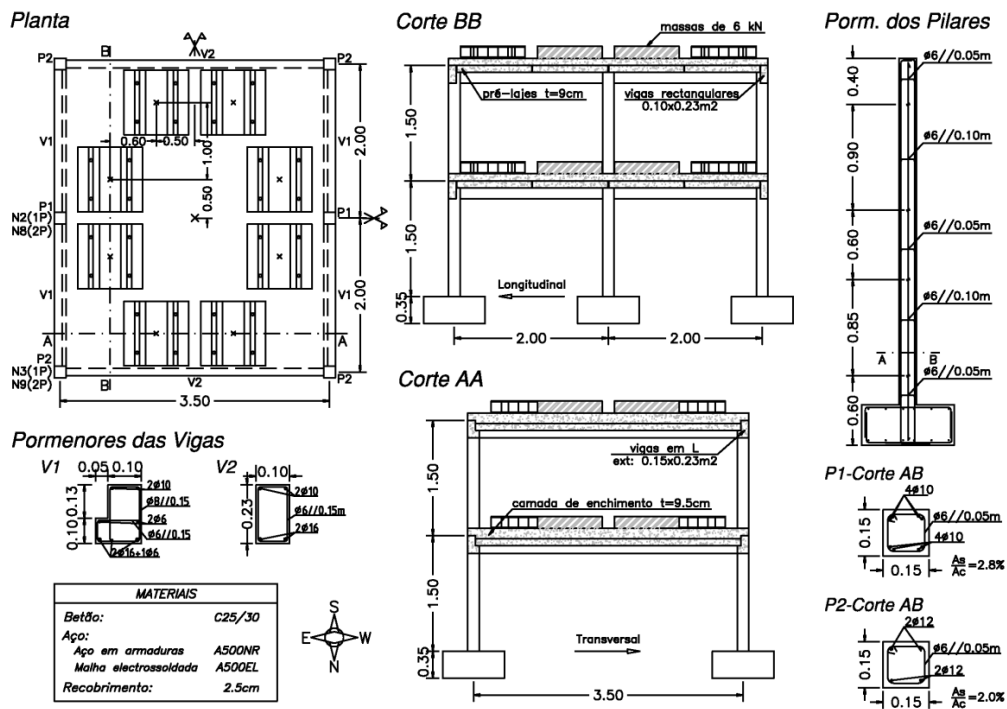


Figura 1: Características do modelo ensaiado.

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	$\lambda^{1/2} = 1,732$
Massa específica	$\rho_P / \rho_M = \lambda^{-1} = 0,333$	Deslocamento	$\lambda = 3$
Massa	$\lambda^2 = 9$	Força	$\lambda^2 = 9$
Tempo	$\lambda^{1/2} = 1,732$	Tensão	1
Frequência	$\lambda^{-1/2} = 0,577$	Deformação	1



Figura 2: Vista do modelo antes do ensaio.

Quadro 2: Valores experimentais da aceleração de pico na base da estrutura.

PGA	Trans. [g]	Long. [g]
Fase 0	0,07	0,08
Fase 1	0,21	0,14
Fase 2	0,32	0,23
Fase 3	0,67	0,48
Fase 4	0,95	0,72

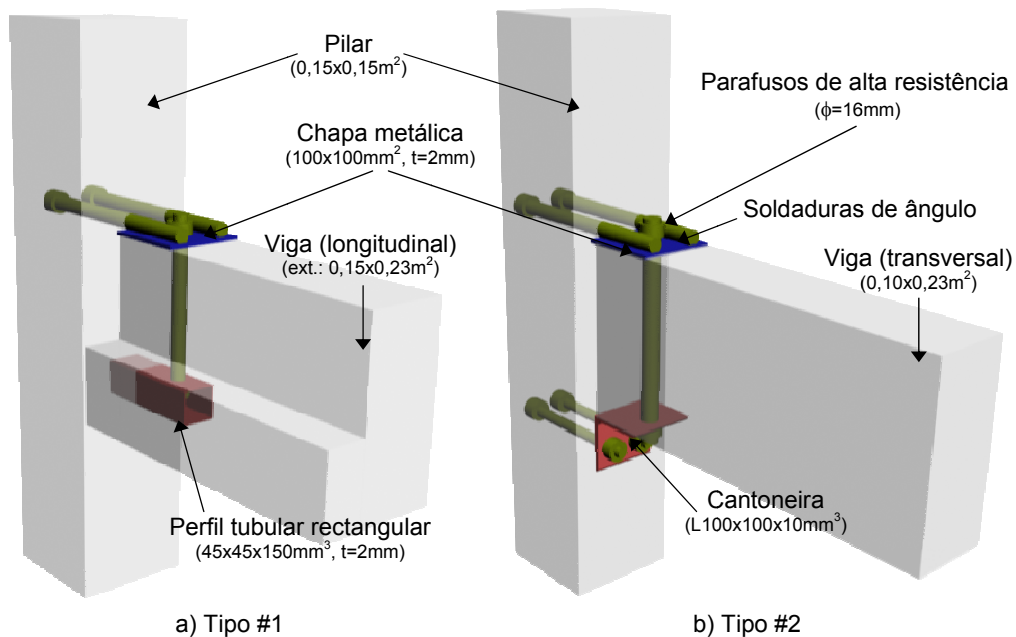


Figura 3: Representação esquemática do funcionamento das ligações viga-pilar.

2.2 Comportamento Observado

Durante e depois do ensaio foi observado o seguinte:

- i) 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).

- ii) 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 na maioria das ligações.
- iii) 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.
- iv) Fissuração:
Foi observada uma quantidade reduzida de fissuras não directamente relacionada com as ligações e todas apresentavam aberturas pequenas.

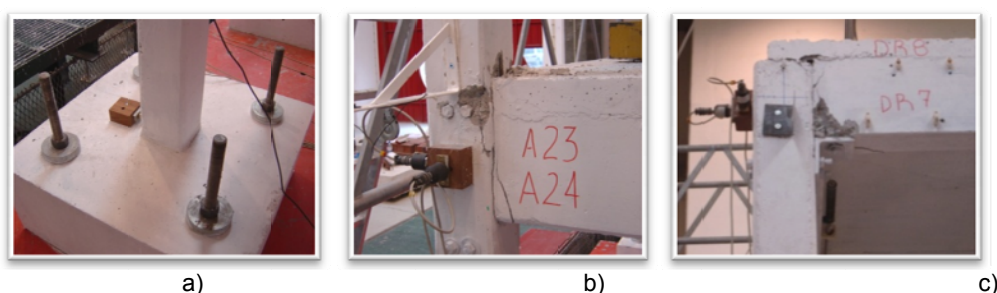


Figura 4: Comportamento observado durante e após os ensaios em plataforma sísmica.

2.3 Frequências e Amortecimentos Modais

As frequências e os amortecimentos modais foram identificados através de estimativas das funções de resposta em frequência (FRFs), obtidas dos registos das séries de caracterização dinâmica (Cat 0 - Cat 4). As frequências identificadas são apresentadas numericamente no Quadro 3 e graficamente na Figura 5. Os valores obtidos revelam que o modelo sofreu uma intensa degradação de rigidez ao longo das fases de ensaio (cerca de 80% na direcção transversal). O amortecimento modal apresentou uma tendência de crescimento com 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 sofreu os maiores danos. Esta tendência de crescimento deve-se sobretudo a fenómenos de fricção que se geram e tendem a aumentar com a evolução do dano nos elementos.

Quadro 3: Frequências e amortecimentos modais experimentais.

Freq.[Hz] (amort.)	1º Trans.	1º Long.	1º Torção	2º Trans.	2º Long.
Cat 0	2,9 (4,8%)	3.2 (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%)	7,7 (5,7%)	12,6 (6,2%)
Cat 2	2,0 (8,3%)	2.7 (7,4%)	3.8 (5,9%)	6,6 (6,4%)	11,5 (6,8%)
Cat 3	1,4 (11,4%)	2.4 (6,2%)	3.3 (6,2%)	5,5 (7,6%)	9,6 (6,2%)
Cat 4	1,2 (13,4%)	1.9 (7,0%)	-	4,9 (7,8%)	8,7 (6,3%)

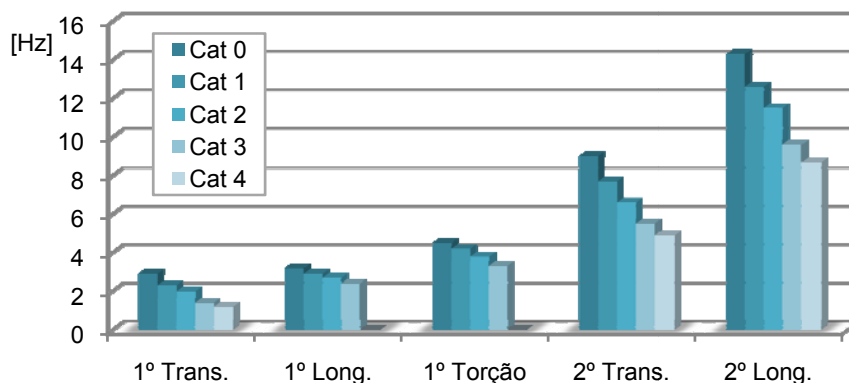


Figura 5: Valores experimentais das frequências modais.

2.4 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 viga-pilar, típicas de estruturas pré-fabricadas com juntas secas, podem promover deformações entre elementos, e consequentemente, deformações no plano dos pisos [5]. Os valores obtidos experimentalmente revelaram deformações muito pequenas, inferiores a 0,11% ou 4,4 mm em diagonais de 3,95 m. 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).

2.5 Deslocamentos entre Pisos

No Quadro 4 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 devido a alguma torção (e.g. 3,4% no pilar NW-2º piso). 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 induzia um comportamento de pórtico. A representação gráfica dos deslocamentos entre pisos dos centros de massa versus um parâmetro da acção sísmica (PGA) apresentada na Figura 6, 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 ganhar rigidez. Este facto pode ser explicado tendo em consideração que nesta direcção o modelo alterou o seu comportamento dinâmico para gamas de frequência com menor conteúdo de solicitação 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 uma curva de fragilidade.

Quadro 4: 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%

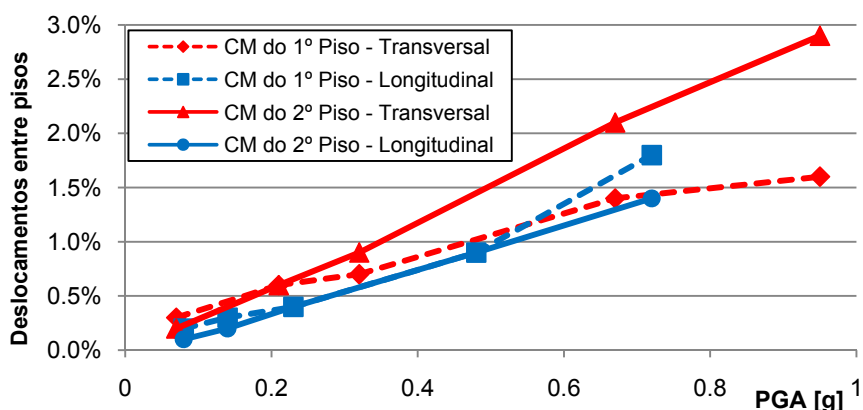


Figura 6: Deslocamentos entre pisos dos centros de massa vs. aceleração de pico na base.

2.6 Forças Globais

Uma estimativa para as forças globais desenvolvidas na estrutura 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. Os valores máximos do corte basal foram mais elevados na direcção transversal onde se registaram as maiores acelerações, no entanto, nas 2 últimas fases do ensaio, os valores na direcção longitudinal tornaram-se superiores (ver Quadro 5). 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. Esta característica da resposta pode ser facilmente verificada quando se analisa a Figura 8, onde se representa as ordenadas do espectro de resposta elástico do registo sísmico (Figura 7) para a frequência fundamental do modelo em cada direcção. Nesta figura é visível que a partir da Fase 3, considerando apenas o primeiro modo de vibração e um comportamento elástico, a direcção longitudinal apresenta uma resposta máxima claramente superior e deverá ser globalmente mais excitada.

Quadro 5: Valores máximos das forças globais.

Corte Basal [kN] (%Peso)	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%)

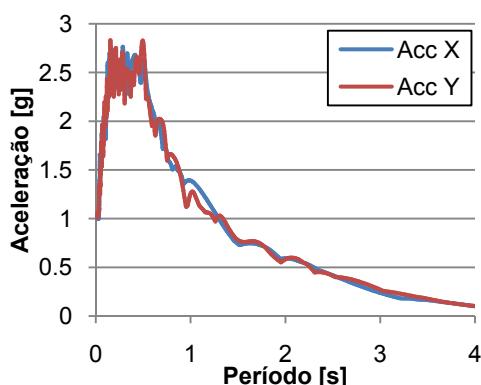


Figura 7: Espectro de resposta elástico do acelerograma semi-artificial de Tolmezzo.

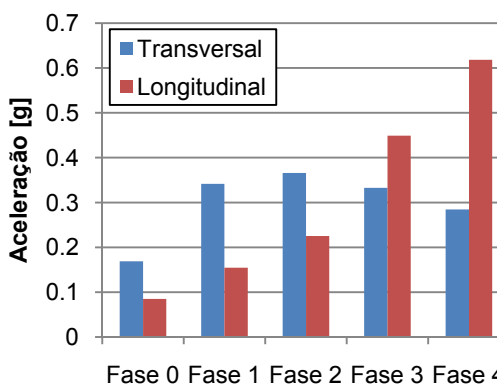


Figura 8: Ordenadas do espectro de resposta elástico para frequência fundamental.

2.7 Ciclos de Histerese Global

O modelo simplificado referido na secção anterior permitiu igualmente traçar os ciclos de histerese global apresentados na Figura 9 (corte basal vs. deslocamento relativo no topo). Analisando estes diagramas é possível concluir o seguinte:

- Na Fase 1, observa-se já algum comportamento não linear e dissipação de energia na direcção transversal. 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. Na direcção 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 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.

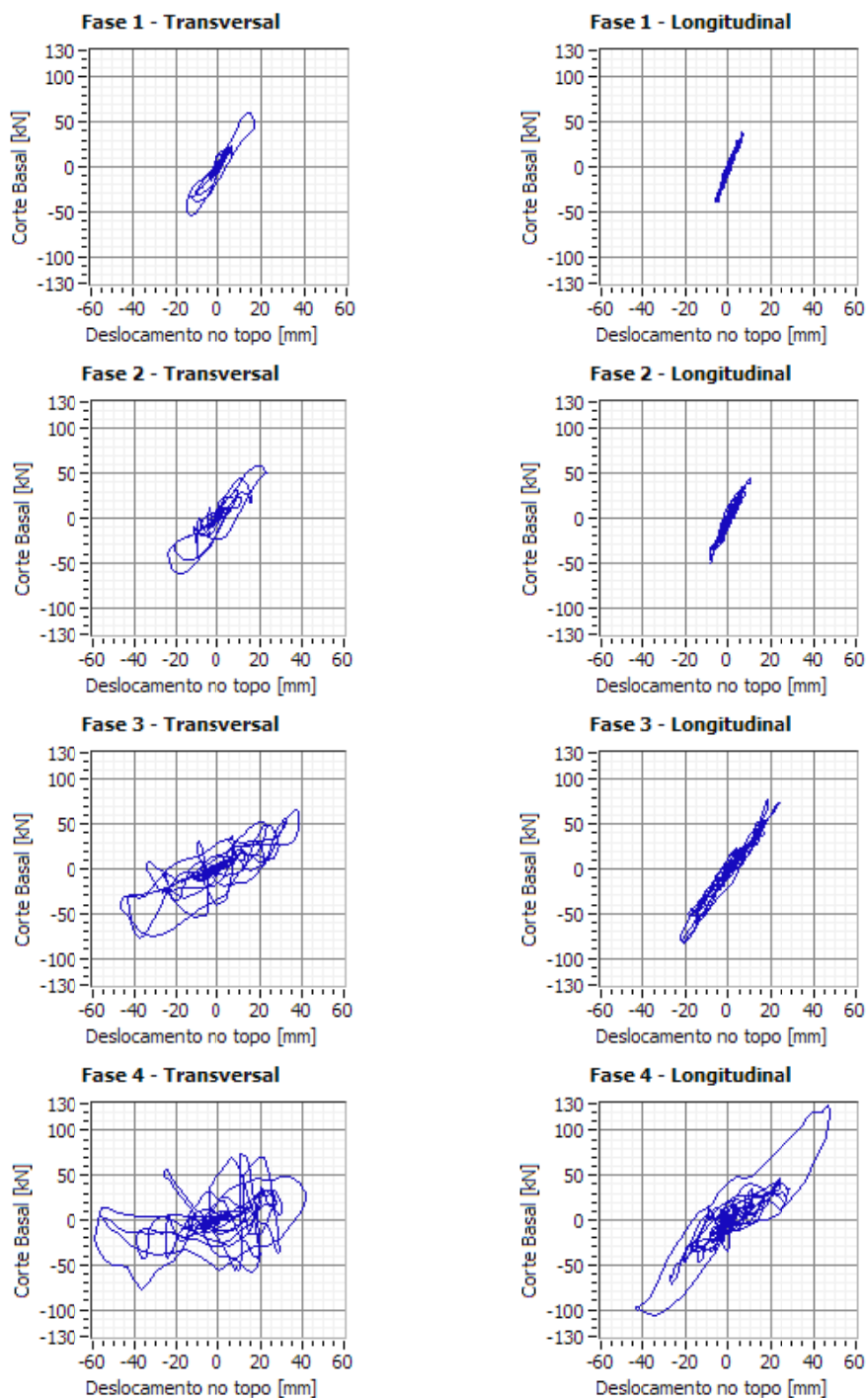


Figura 9: Ciclos de histerese global – Corte basal vs. deslocamento relativo no topo.

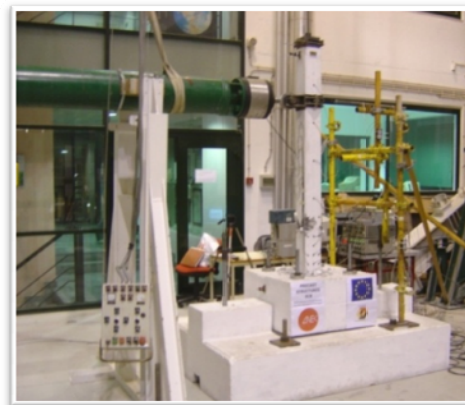
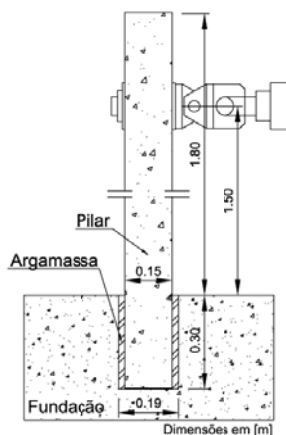
3 ENSAIOS CÍCLICOS A LIGAÇÕES PILAR-FUNDAÇÃO

3.1 Características dos ensaios

Foram ensaiados quatro modelos de ligações pilar-fundação que se designam por P1 a P4. As ligações são do tipo “socket connection” e foram pré-fabricadas em 2 elementos (fundações e pilares). No topo das fundações é deixado uma cavidade, onde posteriormente parte do pilar é inserida durante a montagem. Os vazios entre elementos foram preenchidos com argamassa resultando na configuração final dos elementos ensaiados (ver Figura 10-a). Foi decidido ensaiar modelos à mesma escala utilizada no ensaio em plataforma sísmica, de forma a permitir uma comparação mais realista com os resultados deste ensaio, evitando, entre outros, problemas relacionados com o efeito de escala.

Recorreu-se ao actuador da mesa sísmica uniaxial do LNEC para impor as séries de deslocamentos nos modelos. Para assegurar que os deslocamentos reais impostos no topo dos elementos não eram afectados por folgas e pela flexibilidade adicional do sistema de imposição de forças, resultando em valores diferentes medidos no LVDT D1 e no LVDT D2 (ver Figura 15), foi implementado um algoritmo de controlo digital PID dos deslocamentos medidos na topo do pilar [6]. Foi utilizado um sistema de guiamento para evitar desvios da biela na fase compressão (ver Figura 15). Para simular o esforço axial no pilar foi utilizada uma barra Dywidag, não aderente, colocada no seu interior (ver Figura 10-b).

O primeiro modelo (P1) foi ensaiado monotonicamente até valores de drift superiores a 6%, enquanto os restantes modelos (P2 a P4) foram ensaiados ciclicamente conforme indicado no Quadro 6. O valor do esforço axial aplicado nos pilares foi escolhido de forma a ser representativo de valores correntes neste tipo de estruturas. Pretendia-se efectuar um estudo paramétrico sobre o efeito desta grandeza no comportamento da ligação, no entanto, em virtude de o colapso ter ocorrido em todos os modelos no vão do pilar, longe da influência da ligação pré-fabricada, conduziu a que os ensaios fossem interrompidos com apenas quatro modelos testados, pois concluiu-se que a ligação não participou no colapso do modelo. Consequentemente, não foi possível concluir o referido estudo paramétrico.



a) b)
Figura 10: Esquema da ligação pilar-fundação e vista geral da configuração de ensaio.

Quadro 6: Programa dos Ensaios

Modelo	Tipo de Ensaio	Amplitude [cm]	Drift Máximo [%]	Compressão Média no Pilar	
				[kN]	$\nu = N / (A_c f_{cm})$
P1	Monotónico	[0.00; 10.20]	6.2	-101.7	-0.14
P2	Cíclico	[-7.00; 7.00]	5.1	-97.0	-0.13
P3	Cíclico	[-7.00; 7.00]	5.1	-113.3	-0.15
P4	Cíclico	[-7.00; 7.00]	5.1	-139.7	-0.19

Notas: Amplitude dos ciclos: 16.7% δy ; 33.3% δy ; 66.7% δy ; 100.0% δy ; 133.3% δy ; 166.7% δy ; 200.0% δy ($\delta y=3.23$ cm). Em cada nível de amplitude foram efectuados 3 ciclos completos e no final repetiu-se ciclos com amplitude máxima até que as armaduras colapsaram; f_{cm} (C25/30) = 33 MPa [7]

3.2 Comportamento observado

Durante os ensaios foi possível observar o seguinte:

- i) Inicialmente, deu-se o aparecimento de fendas de flexão no vão do pilar (ver Figura 11-a);
- ii) Posteriormente, observaram-se fendas inclinadas a cerca de 35 cm acima da fundação, provavelmente devido ao esforço transversal provocado por variações bruscas nos momentos flectores instalados no pilar (ver Figura -a). Gradualmente, a maioria do dano concentrou-se nesta zona (ver Figura 11-b e c);
- iii) O colapso ocorreu em todos os modelos, na 9ª série de ciclos, apresentando danos severos e ruptura das armaduras numa secção a aproximadamente 35 cm do topo da fundação (ver Figura -b);
- iv) A base do pilar e a ligação pilar-fundação apresentaram uma boa resposta, com pequenos deslocamentos relativos e pouco dano visível (ver Figura 11-c);
- v) Na inspecção pós-ensaio, foram encontradas armaduras não previstas no projecto de execução, na zona do encastramento e até cerca de 35 cm do topo da fundação. Verificou-se que existiam duas armaduras de 12 mm em cada canto do pilar, em vez do único varão previsto no dimensionamento, conduzindo a uma razão entre a área total de armadura e a área de betão superior ao valor máximo preconizado por alguns regulamentos (> 4%) [7].

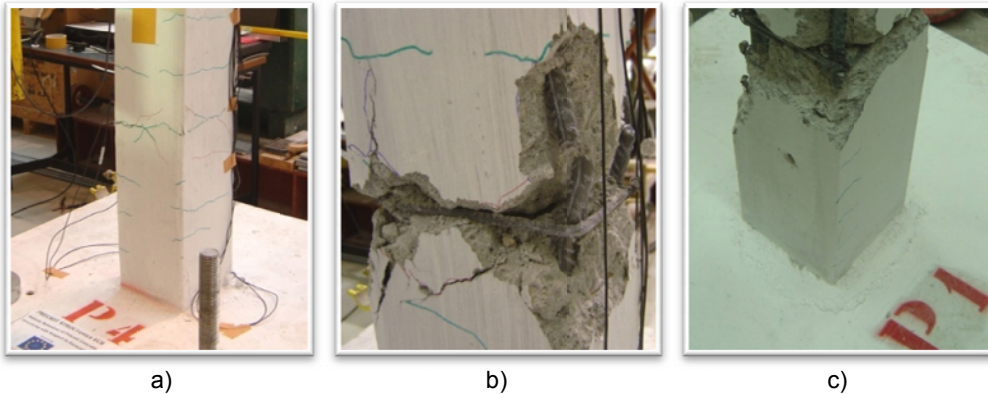


Figura 11: Danos visíveis nos modelos das ligações pilar-fundação.

3.3 Forças e deslocamentos globais

Para calcular as forças globais instaladas em cada instante no modelo, é necessário ter em consideração o efeito que o sistema de aplicação do esforço axial tem na força efectiva aplicada ao pilar. Analisando a Figura 12 é possível concluir que numa secção de pilar genérica, onde a barra Dywidag se encontra inclinada relativamente à vertical, o pilar recebe menos força lateral do que a medida na célula de força associada à biela, uma vez que parte é contra-balançada pela componente horizontal da força instalada na barra. Recorrendo a medições de deslocamentos junto do ponto de aplicação da força, foi possível calcular a rotação do pilar nessa secção e remover este efeito. Os resultados obtidos são apresentados no Quadro 7, denominando-se por valores efectivos ("eff").

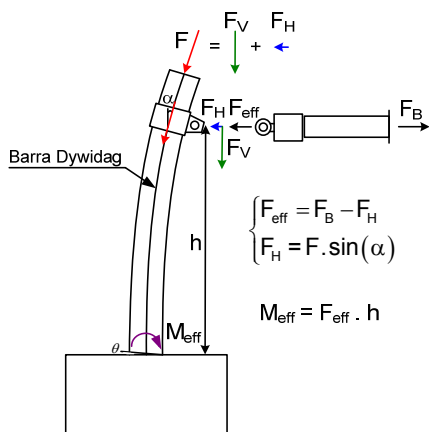


Figura 12: Efeito do sistema de aplicação de esforço axial na força efectiva no pilar.

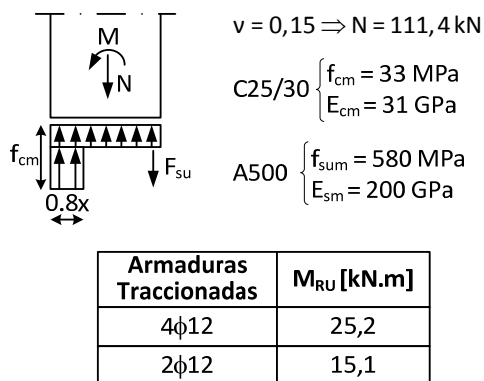


Figura 13: Modelo simplificado para o cálculo da resistência última da secção.

Quadro 7: Forças e deslocamentos máximos nos ensaios às ligações pilar-fundação.

Modelo	Força Aplicada (F_j) [kN]	Força Efectiva (F_{eff}) [kN]	Momento na Ligação (M_{eff}) [kN.m]	Rotação na Ligação (θ) [°]
P1	17.6	12.7	19.1	0.23
P2	19.1	15.9	21.8	0.34
P3	19.3	15.4	21.2	0.36
P4	19.9	14.3	19.7	0.27
Média*	19.4	15.2	20.9	0.32

Nota: * Os valores médios referem-se apenas aos ensaios cíclicos.

Como o modelo estrutural para a estrutura em análise é isostático, o valor do momento flector na zona onde terminam as armaduras adicionais ($h \approx 35 \text{ cm}$), pode ser calculado directamente do valor na ligação ($M = 20,9 \text{ kN.m}$), através de: $M(h=0,35) = 20,9 \times (1,50 - 0,35) / 1,50 = 16,0 \text{ kNm}$. Comparando este valor, com os resultados do modelo simplificado para o cálculo da resistência última da secção apresentado na Figura 13, conclui-se que é expectável que o colapso seja na zona de transição entre 2 e 4 armaduras em tracção, em detrimento do colapso na ligação, mesmo sendo esta a secção mais solicitada.

O diagrama apresentado na Figura 14 representa uma curva força vs. deslocamento no topo, típica dos modelos ensaiados. Conforme se pode verificar, o comportamento dos modelos foi de boa qualidade e semelhante ao de uma estrutura monolítica de betão armado. A resposta apresenta ciclos estáveis com degradação de resistência e rigidez baixa, resultando em elevada dissipação de energia. Durante os ciclos, o efeito de aperto (*pinching* na designação anglo-saxónica) não é muito visível, provavelmente devido à presença de esforço axial que facilita o fecho das fendas e devido à simetria das armaduras. O colapso dos elementos ocorreu depois do descasque do betão de recobrimento, encurvadura e ruptura das armaduras, enfraquecidas pela fadiga provocada pela concentração de deformações plásticas (Figura 11b).

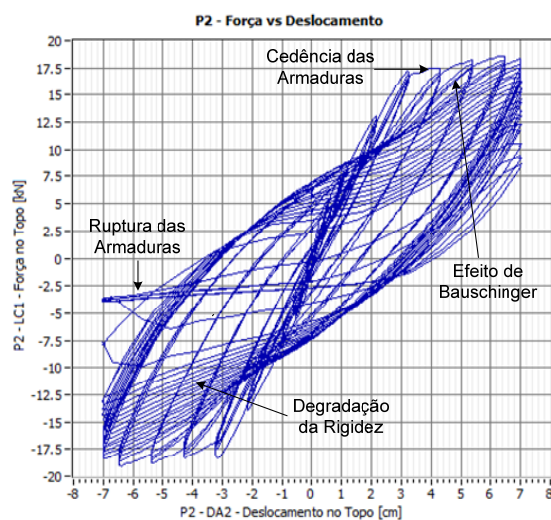


Figura 14: Ciclos força vs. deslocamento no topo do pilar.

4 ENSAIOS CÍCLICOS A LIGAÇÕES VIGA-PILAR

4.1 Características dos ensaios

Foram ensaiados dois tipos de ligações viga-pilar, num total de 5 modelos do tipo VL e 5 modelos do tipo V. Estes modelos são semelhantes aos utilizados no ensaio dinâmico em plataforma sísmica (ver §2), a única diferença acontece nos modelos do tipo V, onde se utiliza chapa de aço em detrimento do perfil tubular (ver Figura 3-a). Pelas mesmas razões apresentadas para as ligações pilar-fundação, foram ensaiados modelos à mesma escala utilizada no ensaio em plataforma sísmica.

O esquema de ensaio é semelhante ao utilizado para as ligações pilar-fundação. A única diferença reside na ausência do sistema de aplicação de esforço axial no pilar. Uma importante característica desta configuração de ensaio, encontra-se relacionada com a inversão da posição dos pilares e das vigas, significando que os pilares se encontram na horizontal e as vigas na vertical (ver Figura 15). Esta inversão de posição é devida à utilização do actuador da mesa sísmica uniaxial do LNEC para impor os deslocamentos nos modelos e tem como

consequência o aparecimento de uma ligeira compressão na ligação devido ao peso próprio da viga (123-144 kgf) e a metade do peso da biela (≈ 150 kgf). Na opinião dos autores, embora não seja uma solução ideal, este facto não influenciou de forma significativa os resultados globais dos ensaios. O programa dos ensaios encontra-se sintetizado no Quadro 8.

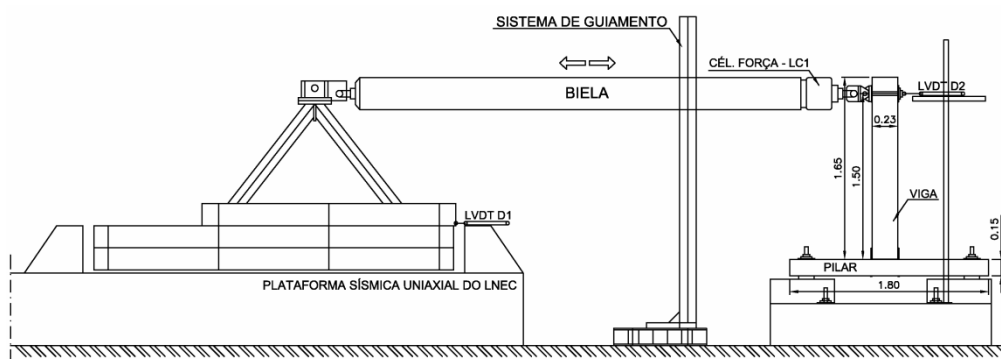


Figura 15: Vista esquemática da configuração dos ensaios aos nós viga-pilar.

Quadro 8: Programa dos ensaios.

Modelo	Tipo de Ensaio	Amplitude [cm]	Drift Máximo [%] (h[mm])
V1	Monotónico	[0.00; 13.50]	9.0 (1500)
V2	Cíclico	[-6.50; 6.50]	4.3 (1500)
V3	Cíclico	[-6.50; 6.50]	4.3 (1500)
V4	Cíclico	[-6.50; 6.50]	4.3 (1500)
V5	Cíclico	[-6.50; 6.50]	4.3 (1500)
VL1	Monotónico	[0.00; 13.00]	8.7 (1500)
VL2	Cíclico	[-6.50; 6.50]	4.3 (1500)
VL3	Cíclico	[-6.50; 6.50]	4.3 (1500)
VL4	Cíclico	[-6.50; 6.50]	4.3 (1500)
VL5	Cíclico	[-6.50; 6.50]	4.3 (1500)

Nota: Amplitude dos ciclos: 12.5% δ_{max} ; 25.0% δ_{max} ; 50.0% δ_{max} ; 75.0% δ_{max} ; 100.0% δ_{max} ($\delta_{max} = 6.50$ cm). Em cada nível de amplitude foram efectuados 3 ciclos completos e no final repetiu-se ciclos com amplitude máxima até ao colapso.

4.2 Comportamento observado

Durante os ensaios foi possível observar o seguinte:

- i) A maioria do dano concentrou-se na ligação. Longe desta zona, os pilares e vigas apresentaram dano visível muito reduzido;
- ii) Em todas as ligações tipo V, as armaduras ligadas por soldaduras às chapas metálicas perderam a sua contribuição depois do descasque súbito do betão recobrimento (ver Figura 16-a). Uma inspecção posterior revelou que estas armaduras se encontravam no exterior dos estribos;
- iii) A maioria das chapas de aço mostrou sinais de folgas e de elevada flexibilidade na ligação às vigas (ver Figura 16-b). A ligação entre o perfil tubular e a viga revelou também grande ineficiência;

- iv) Em todos os casos, o colapso da ligação ocorreu depois de danos severos no betão entre a face extrema da viga e o parafuso vertical (ver Figura 16-c).

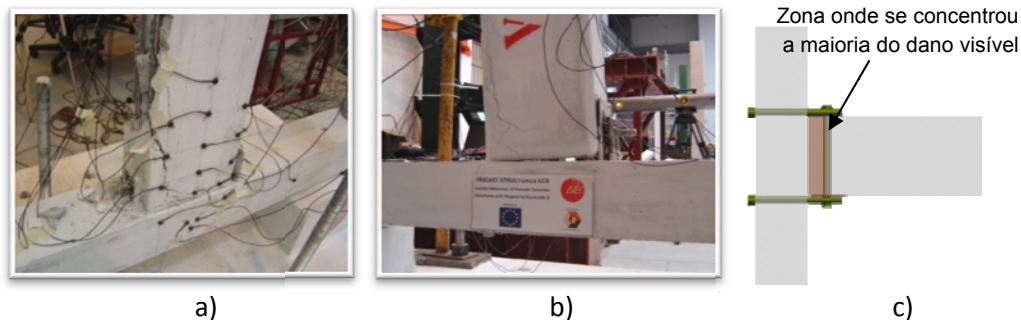


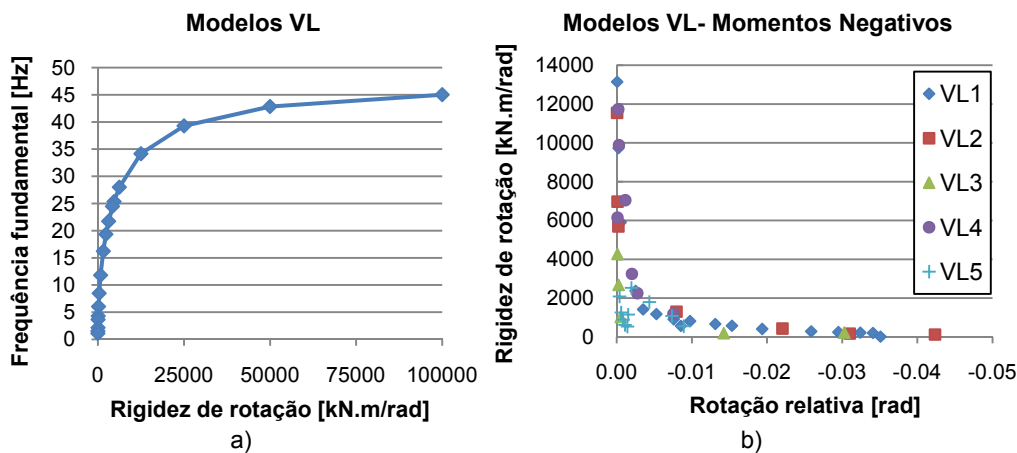
Figura 16: Danos visíveis nos modelos viga-pilar.

4.3 Evolução da rigidez de rotação da ligação

Antes de cada ensaio foi efectuada a identificação da frequência fundamental dos modelos através de ensaios de impacto. Obteve-se valores muito semelhantes para todos os modelos, com valores médios de 24.5 Hz para os modelos tipo V e de 24.7 Hz para os modelos VL. Utilizando um modelo de numérico com comportamento elástico foi possível determinar um conjunto discreto dos valores de frequência do modo fundamental, variando o parâmetro da rigidez de rotação da ligação. Os valores obtidos encontram-se representados graficamente na Figura 17-a para o caso dos modelos VL. Os resultados para os modelos V são semelhantes, devido a haver uma grande semelhança nas relações de massa e rigidez, conforme se pode verificar nas frequências de vibração experimentais. Analisando os resultados do modelo numérico é possível concluir que, antes dos ensaios, os valores experimentais das frequências (cerca de 24-25 Hz) são compatíveis com uma rigidez de rotação de cerca de 4250-4500 kN.m/rad (ver Figura 17-a).

A Figura 17-b representa, para o caso de momentos negativos nos Modelos VL, a evolução da rigidez da rotação com incremento da rotação relativa máxima atingida nos ciclos. Os valores apresentados referem-se à rigidez secante calculada através dos valores do primeiro incremento de carga ($\Delta M \approx 1$ kN.m) e no fim do primeiro ciclo de cada novo incremento de amplitude. A informação obtida para os restantes casos é apresentada no Quadro 9.

Estes resultados revelam uma considerável degradação de rigidez, assimetria na resposta em cada direcção (momentos positivos vs. negativos), e ainda, que o sentido do primeiro ciclo é importante para a resposta global. No caso dos modelos V, a rigidez máxima foi obtida depois de alguma deformação, o que deverá ser uma consequência de folgas e da maior flexibilidade presente nesta ligação. Estes resultados permitem concluir que, antes dos ensaios, a rigidez de rotação da ligação se encontra entre os 2000 e os 5000 kN.m/rad, e que depois de alguns ciclos, a redução é muito significativa, para valores de 100 a 600 kN.m/rad. Estes valores são considerados coerentes com os resultados relativos à rigidez inicial obtidos com o modelo numérico (ver Figura 17-a).



Quadro 9: Evolução da rigidez de rotação em função da rotação relativa máxima atingida.

Rotação [rad]	Modelos V		Modelos VL	
	$K_{\theta}(M)$ [kN.m/rad]	$K_{\theta}(M)$ [kN.m/rad]	$K_{\theta}(M)$ [kN.m/rad]	$K_{\theta}(M)$ [kN.m/rad]
Inicial	400-2100	500-1600	4000-5600	2600-13000
0.01	100-450	1500-2000	200-600	500-800
0.02	50-300	650-1500	100-300	300-500
0.03	30-100	400-600	100-300	200-300
0.04	30-100	400-600	100-200	100-200

Um modelo dinâmico linear num programa comercial de elementos finitos foi utilizado para o cálculo das frequências de vibração da estrutura ensaiada em plataforma sísmica, usando diferentes valores de rigidez de rotação nas ligações viga-pilar. Os valores utilizados foram os seguintes:

- Modelo 1- Encastramento perfeito, $K_{\theta} = \infty$ kN.m/rad;
- Modelo 2- Valor médio da rigidez antes dos ciclos, $K_{\theta} = 4300$ kN.m/rad;
- Modelo 3- Direcção longitudinal: valor médio da rigidez após vários ciclos $K_{\theta} = 300$ kN.m/rad.
Direcção longitudinal: valor médio da rigidez após vários ciclos $K_{\theta} = 100$ kN.m/rad.
- Modelo 4- Ligações rotuladas, $K_{\theta} = 0$ kN.m/rad.

No Modelo 3, a rigidez foi adoptada tendo em conta o dano médio a elevado nas ligações longitudinais e o dano severo nas ligações transversais, que foram observados nos ensaios em plataforma sísmica. Os valores numéricos obtidos para as frequências modais são apresentados no Quadro 10, juntamente com os resultados experimentais provenientes da caracterização efectuada ao modelo. Comparando estes valores é possível concluir que os dados do Modelo 2 são muito semelhantes aos resultados da série de caracterização Cat 0 (antes dos ensaios), e que as frequências do modelo 3 se ajustam bem aos resultados obtidos em Cat 4 (depois dos ensaios). Estes resultados permitem concluir que a informação recolhida nos ensaios cíclicos é coerente com a dos ensaios em plataforma sísmica.

Quadro 10: Frequências dos modos de vibração: modelo numérico vs. resultados experimentais.

Frequência [Hz]	Modelo Dinâmico Linear				Resultados Experimentais				
	Modelo 1	Modelo 2	Modelo 3	Modelo 4	Série Cat 0	Série Cat 1	Série Cat 2	Série Cat 3	Série Cat 4
1º Trans.	3.04	2.49	1.41	1.32	2.9	2.3	2.0	1.4	1.2
1º Long.	4.01	3.18	1.78	1.32	3.2	2.9	2.7	2.4	1.9
1º Torção	5.65	4.68	3.16	2.88	4.5	4.2	3.8	3.3	-
2º Trans.	10.39	9.79	8.69	8.61	9.0	7.7	6.6	5.5	4.9
2º Long.	11.59	10.66	9.03	8.61	14.3	12.6	11.5	9.6	8.7

4.4 Forças e deslocamentos globais

Os valores máximos das forças e dos deslocamentos globais são apresentados no Quadro 11. Em todos os modelos, a força máxima, e consequentemente o momento máximo, foi obtido na direcção dos momentos negativos. Este facto pode consistir um efeito benéfico, uma vez que em situações reais, as ligações das vigas aos pilares estão sujeitas a momentos negativos adicionais resultantes das acções verticais. Os resultados apresentados no Quadro 11 revelam também que nas séries monotónicas se atingiram forças máximas inferiores aos ensaios ciclos, mesmo tendo-se atingido valores de *drift* superiores (8.7-9.0% vs. 4.3%). Este facto pode ser uma consequência do dano elevado nas ligações induzir valores de rigidez de rotação muito baixos, que no caso dos ensaios cíclicos, é contrariado com uma melhor exploração da resistência disponível, devido ao fecho imperfeito das fendas abertas entre ciclos, resultando em novas posições de contacto, que permitem que se atinja forças maiores para os mesmos valores de deformação lateral.

Quadro 11: Valores máximos das forças e dos deslocamentos globais.

Modelo	Força Aplicada		Momento na Ligação		Rotação na Ligação	
	F+ [kN]	F- [kN]	M+ [kN.m]	M- [kN.m]	Θ+ [°]	Θ- [°]
V1	3.2	-6.8	4.7	-10.2	6.0	-0.01
V2	3.0	-17.2	4.4	-25.8	1.7	-2.7
V3	3.0	-12.7	4.6	-19.0	0.9	-0.6
V4	3.1	-17.4	4.6	-26.2	3.0	-2.7
V5*	4.6	-15.3	6.9	-23.0	3.5	-2.5
Média**	3.4	-15.7	5.1	-23.5	2.3	-2.1
VL1	3.1	-6.0	4.7	-9.0	2.4	-0.5
VL2	2.4	-7.1	3.6	-10.6	0.0	-2.5
VL3	3.4	-8.4	5.1	-12.5	1.7	-3.0
VL4	3.2	-8.3	4.8	-12.5	1.0	-3.8
VL5*	2.7	-9.6	4.1	-14.4	1.3	-0.5
Média**	3.0	-7.9	4.5	-11.8	0.9	-0.5

Notas: * Foi imposta uma história de deslocamentos com sentido inverso;
 ** Os valores médios referem-se apenas aos ensaios cíclicos.

Na Figura 18 são apresentados diagramas força vs. deslocamento no topo das vigas, para dois casos representativos da resposta dos modelos. Nestes diagramas pode-se confirmar que a resposta foi extremamente assimétrica e que se registaram troços prolongados com rigidez muito baixa durante a inversão do sentido da deformação, sendo este comportamento

consequência do elevado dano que se gerou prematuramente. O efeito de aperto (pinching) encontra-se também presente na reposta da ligação. O comportamento hysterético apresenta ciclos estreitos com acentuada degradação em ciclos sucessivos, o que conduz a baixa dissipação de energia.

Três dos parafusos utilizados nas ligações foram submetidos a ensaios de tracção. Os resultados revelaram uma resistência máxima média de 100,0 kN e uma resposta praticamente linear até cerca de 80 kN de tracção. Tendo em consideração que o momento flector máximo da ligação foi de 26,2 kN.m (ver Quadro 11), a estimativa da força máxima para cada um dos dois parafusos é de: $0,5 \times 26,2 / 0,26 = 50,3 \text{ kN}$. Como consequência, pode-se afirmar que os parafusos tiveram uma resposta predominantemente elástica durante os ensaios e não contribuíram para a dissipação de energia. Estes resultados podem ter sido uma consequência de uma estratégia de dimensionamento não optimizada para acções sísmicas, ou por haver um problema relacionado com a escala do modelo, ou seja, embora correctamente dimensionado para o protótipo, no modelo não foi possível simular o equivalente comportamento mecânico dos parafusos.

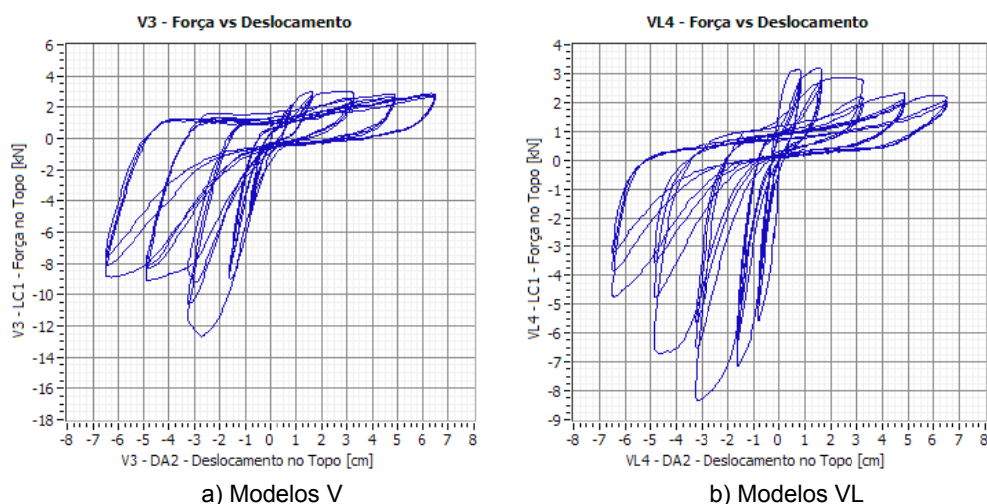


Figura 18: Ciclos força-deslocamento típicos dos dois tipos de ligações viga-pilar ensaiados.

5 CONCLUSÕES

Os resultados obtidos permitiram concluir o seguinte:

- i) O comportamento das ligações revelou-se determinante para a resposta global do sistema e as ligações sobressaíram, claramente, como o elemento mais fraco desta solução;
- ii) A análise da evolução da resposta da estrutura no ensaio em plataforma sísmica permitiu constatar que nas fases menos intensas, as ligações viga-pilar revelaram rigidez de rotação não desprezável e o comportamento foi semelhante a uma estrutura porticada. Nas séries finais, o comportamento global foi típico de pilares em consola, dando origem a um comportamento em pêndulo invertido. A análise dos resultados dos ensaios cíclicos às ligações viga-pilar permitiu constatar que a rigidez de rotação das ligações sofreu uma redução muito acentuada nos primeiros ciclos. A reposta revelou-se bastante assimétrica,

com elevada degradação, troços longos com muito baixa rigidez, um efeito de aperto muito pronunciado e verificou-se que os parafusos tiveram uma resposta predominantemente elástica durante os ensaios. Estas características conduziram a uma resposta pobre em termos da dissipação de energia. Conclui-se que, no dimensionamento, a opção de modelar as ligações viga-pilar como rotuladas é uma solução conservativa, mas que corresponde à realidade em situações perto do colapso;

- iii) A análise dos resultados dos ensaios aos nós pilar-fundação pré-fabricados, do tipo socket connection, permitiu constatar que a ligação não esteve envolvida no mecanismo de colapso dos modelos ensaiados, apresentou uma resposta de boa qualidade e o comportamento foi típico de um elemento monolítico. As armaduras adicionais encontradas no interior do pilar junto à fundação, provocaram que o colapso se movesse para o interior do vão do pilar, na zona de dispensa de armaduras;
- iv) Um aspecto positivo desta solução reside no facto de as lajes revelarem rigidez axial suficiente para funcionarem como rígidas no seu plano. Desta forma, é possível uniformizar os deslocamentos e explorar melhor a resistência global da estrutura;
- v) Os mecanismos de colapso mais prováveis identificados nos ensaios em plataforma sísmica foram o colapso local das ligações viga-pilar, em particular as do tipo #2, e o colapso do segundo piso, que apresentou valores muito elevados de deslocamento entre pisos e tendo em consideração que as bases dos pilares apresentaram um comportamento de boa qualidade;
- vi) A escolha do coeficiente de comportamento a utilizar no dimensionamento do protótipo afigura-se como uma tarefa controversa. Em primeiro lugar a regulamentação Portuguesa é omissa, pois no Artigo 1º do REBAP [2] indica que esse regulamento não se aplica a processos de construção industrializados, ficando a utilização condicionada à homologação por parte do LNEC. Alguns autores defendem que para sistemas estruturais com reduzida capacidade de dissipação de energia ou com poucos elementos onde essa dissipação seja possível, deve-se penalizar fortemente o coeficiente de comportamento global. O Eurocódigo 8 [3] indica que se pode utilizar um coeficiente de comportamento de 1,5, mesmo que não se assegure a ductilidade dos elementos estruturais. Por outro lado, a prática em alguns países e as indicações expressas na nova regulamentação que brevemente entrará em vigor [3], estabelece valores mais elevados para este coeficiente, atingindo-se valores de 3,0-4,0 para alguns casos. Considera-se que a utilização no dimensionamento do protótipo do valor de 2,0, como uma decisão moderada e equilibrada, tendo em conta a reduzida capacidade dúctil do sistema;
- vii) O protótipo foi dimensionado para a acção sísmica utilizando acelerogramas com valores de pico de 0.375 g, o que consiste num valor relativamente elevado face ao sismo regulamentar com maior PGA (cerca de 1,5 vezes superior). Nos ensaios em plataforma sísmica, o modelo foi sujeito a acelerações elevadas (até 0.95 g, $\approx 2,5$ superior ao PGA de dimensionamento) e os resultados permitiram concluir que se estaria numa situação de colapso iminente. O estabelecimento de considerações sobre a segurança do sistema estrutural não pode ser efectuado com base num único ensaio global e é necessário ter presente o seguinte: i) o procedimento de ensaio com séries sísmicas de intensidade crescente pode conduzir a um enviesamento dos resultados relativos ao colapso, uma vez que se verificou que o dano que se foi desenvolvendo, modificou as características dinâmicas da estrutura para gamas de frequência que recebem menos energia, de certa forma, "protegendo-a"; ii) os valores dos deslocamentos entre pisos registados nas últimas

fases de ensaio, em alguns casos superior a 3%, afiguram-se como muito elevados e inaceitáveis segundo alguns regulamentos (e.g. EC8 [3]); iii) verificou-se existir uma forte sobre-resistência na base dos pilares junto à fundação, muito relevante para o comportamento global da estrutura;

- viii) Como análise global ao desempenho do sistema estrutural ensaiado, surge como maior vantagem a sua facilidade de montagem e o reduzido o tempo necessário para a construção das estruturas. Este aspecto é muitas vezes é um factor importante para a competitividade deste tipo de soluções. No entanto, seria benéfico rever alguns aspectos do dimensionamento das ligações viga-pilar, especialmente para estruturas a ser construídas em zonas com sismicidade relevante. Genericamente, o comportamento da solução estrutural beneficiaria com a adição de elementos que promovessem a capacidade dúctil e de dissipação de energia das ligações. Para melhorar a reposta da solução actual, sugere-se o seguinte: i) redimensionar os parafusos/armaduras de forma a participarem na dissipação de energia; ii) melhorar o confinamento do betão na extremidade das vigas; iii) reduzir as folgas e outras fontes de flexibilidade presentes nas ligações viga-pilar, pois contribuem para a prematura degradação das ligações; e iv) nas vigas, colocar as armaduras soldadas às chapas por dentro dos estribos.

Mais informações sobre estes ensaios podem ser obtidas dos relatórios publicados no âmbito do projecto PRECAST Structures EC8 [8,9].

6. AGRADECIMENTOS

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

7. REFERÊNCIAS

- [1] RSA (1983) - "Regulamento de Segurança e Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes". Decreto-Lei nº 235/83 de 31 de Maio, Imprensa Nacional Casa da Moeda, Lisboa.
- [2] REBAP (1983) - "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, Lisboa.
- [3] EC8 (2003) - "Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance. Part 1 - General rules, seismic actions and rules for buildings", Comité Européen de Normalisation, Bruxelas.
- [4] Carvalho, E. (1998) - "Seismic testing of structures" in 11th European Conference on Earthquake Engineering. 1998. Rotterdam.
- [5] FIB (2003) - "Seismic design of precast concrete building structures", in State-of-art report, Lausanne.
- [6] NI (2001) - "LabVIEW - PID Control Toolset - User Manual", National Instruments, Austin.
- [7] EC2 (2001) - "Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings", Comité Européen de Normalisation, Bruxelas.
- [8] Mendes, L.; E. Coelho e A. C. Costa (2006) - "Shaking Table Tests of a Reinforced Concrete Precast Building System". Relatório nº97/2006 - NESDE. Lisboa, LNEC, Lisboa.
- [9] Mendes, L.; Coelho, E. e A. C. Costa (2007) - "Cyclic Tests of Joints from a Reinforced Concrete Precast Building System". Relatório nº 30/2007 - NESDE, LNEC, Lisboa.