

ENSAIOS CÍCLICOS A NÓS DE UM SISTEMA DE BETÃO ARMADO PRÉ-FABRICADO PARA EDIFÍCIOS

LUÍS MENDES

Bol. Doutoramento
FCT/LNEC
Lisboa-Portugal

EMA COELHO

Investigador Principal
LNEC
Lisboa-Portugal

ALFREDO COSTA

Investigador Principal
LNEC
Lisboa-Portugal

SUMÁRIO

Esta comunicação descreve os ensaios efectuados no LNEC a nós viga-pilar e pilar-fundação de uma solução pré-fabricada de betão armado para edifícios. Este sistema estrutural foi anteriormente testado num ensaio em mesa sísmica, recorrendo a um modelo de 2 pisos à escala 1:3. O trabalho apresentado nesta comunicação resultou da necessidade, que surgiu, em avaliar com maior pormenor o comportamento estrutural dos nós de ligação entre elementos pré-fabricados, cuja importância para o comportamento global da estrutura foi confirmada no ensaio em mesa sísmica. Assim sendo, foram efectuados ensaios quasi-estáticos, monotónicos e cíclicos, a ligações viga-pilar e a ligações pilar-fundação. Nesta comunicação apresenta-se a descrição do programa experimental e um resumo dos principais resultados obtidos. Apresenta-se também as principais conclusões que foram possíveis extrair deste trabalho, com maior ênfase no comportamento sísmico das ligações.

1. INTRODUÇÃO

O trabalho apresentado nesta comunicação enquadra-se na actividade do Grupo Português, do projecto financiado pela Comissão Europeia *PRECAST STRUCTURES EC8 – Seismic Behaviour of Precast Concrete Structures with Respect to Eurocode 8*. O grupo Português é constituído pelo *Laboratório Nacional de Engenharia Civil* (LNEC) e pela empresa de pré-fabricação *Civibral, S.A.*, que forneceu os elementos para ensaio.

Esta actividade ocorreu na sequência do ensaio em plataforma sísmica a um modelo à escala 1:3 de um edifício com 2 pisos construído recorrendo ao mesmo sistema estrutural [1,2,3] (ver Figura 1). Com esta segunda fase experimental, pretendeu-se testar o comportamento isolado dos nós do sistema pré-fabricado, pois concluiu-se que são vitais para o comportamento global da estrutura [1]. Foi decidido ensaiar modelos à mesma escala utilizada no ensaio em mesa sísmica, de forma a permitir uma comparação mais realista com os resultados deste ensaio, evitando, entre outros, problemas relacionados com o efeito de escala.

Foram executados ensaios quasi-estáticos, monotónicos e cíclicos a 10 ligações viga-pilar e 4 ligações pilar-fundação de um sistema estrutural pré-fabricado comercializado pela *Civibral*. Um dos objectivos deste projecto consistiu em testar estruturas representativas da construção real dos países participantes, razão pela qual, o dimensionamento do protótipo que originou os modelos ensaiados, foi efectuado pelos técnicos desta empresa seguindo as suas práticas habituais.

2. IDEALIZAÇÃO MODELO-PROTÓTIPO

As relações de semelhança entre o modelo e o protótipo são baseadas nas seguintes relações: i) utilização do mesmo material do protótipo (relação de elasticidade na Tabela 1) e ii) escala geométrica de 1:3 (relação de comprimento na Tabela 1). Estas condições permitem definir todos os factores de escala relevantes para os ensaios quasi-estáticos efectuados (ver Tabela 1).



Figura 1: Vista geral da estrutura ensaiada em mesa sísmica.

Tabela 1 - Factores de escala associados à lei de semelhança utilizada.

Parâmetro	Factor de escala () _P / () _M	Parâmetro	Factor de escala () _P / () _M
Comprimento	$L_P / L_M = \lambda = 3$	Força	$\lambda^2 = 9$
Elasticidade	$E_P / E_M = 1$	Momento	$\lambda^3 = 27$
Deslocamento	$\lambda = 3$	Tensão	1
Rotação	$\theta_P / \theta_M = 1$	Deformação	1

3. LIGAÇÕES PILAR-FUNDAÇÃO

3.1. Características dos ensaios

Foram ensaiadas quatro ligações pilar-fundação (modelos P1 a P4). As ligações são do tipo “socket connection” e foram pré-fabricadas pela empresa Civibril em 2 elementos (fundações e pilares). No topo das fundações é deixado uma cavidade, onde posteriormente parte do pilar é inserido durante a montagem. Os vazios entre elementos foram preenchidos com argamassa resultando na configuração final dos elementos ensaiados (ver Figura 2-a).

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 por flexibilidade adicional do sistema de imposição de forças (valores diferentes medidos no LVDT D1 e no LVDT D2 – ver Figura 8), foi implementado um algoritmo de controlo digital PID [4]. Um sistema de guiamento foi também utilizado para evitar desvios da biela na fase compressão (ver Figura 8). Para simular o esforço axial no pilar foi utilizado uma barra Dywidag, não aderente, colocada no seu interior (ver Figura 2-b).

O primeiro modelo (P1) foi ensaiado monotonicamente com valores de *drift* superiores a 6%, enquanto que os restantes modelos (P2 a P4) foram ensaiados ciclicamente conforme indicado na Tabela 2 e 3. 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 entanto, por razões que se apresentam posteriormente, apenas 4 modelos foram ensaiados não permitindo a conclusão do referido estudo. O valor médio do esforço axial utilizado variou entre 100 kN ($v=0.13$) e 140 kN ($v=0.19$), conforme indicado na Tabela 2.

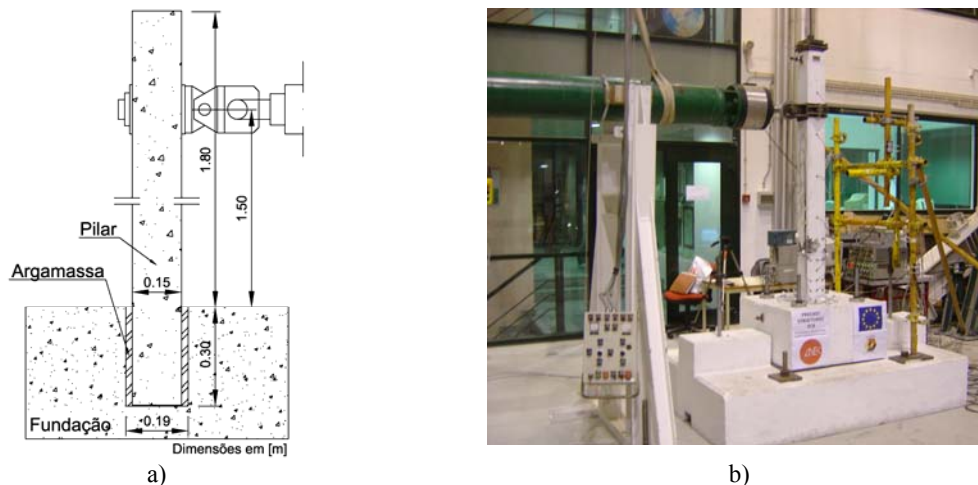


Figura 2: Esquema da ligação pilar-fundação e vista geral da configuração de ensaio.

Tabela 2 - 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

Nota: f_{cm} (C25/30) = 33 MPa [5]

Tabela 3 - Características dos deslocamentos impostos nos ensaios cíclicos.

Série	Nº Ciclos	Amplitude		Drift Máximo [%]	Velocidade [cm/s]
		-	[cm]		
#1	3	16.7% δ_v	± 0.54	0.39	0.1
#2	3	33.3% δ_v	± 1.07	0.78	0.1
#3	3	66.7% δ_v	± 2.16	1.57	0.1
#4	3	100.0% δ_v	± 3.23	2.35	0.1
#5	3	133.3% δ_v	± 4.30	3.13	0.1
#6	3	166.7% δ_v	± 5.38	3.91	0.1
#7	3	200.0% δ_v	± 6.46	4.70	0.1
#8	3	Máxima	± 7.00	5.09	0.1
#9	n	Máxima	± 7.00	5.09	0.5-1.0

3.2. Comportamento observado

Durante os ensaios foi possível observar o seguinte comportamento:

- Inicialmente, deu-se o aparecimento de fendas de flexão no vão do pilar (ver Figura 3-a);
- Gradualmente, o maior dano concentrou-se a cerca de 0.35 m acima da fundação (ver Figura 3-b e 3-c);
- Algumas fendas inclinadas apareceram junto à zona mais danificada, provavelmente devido a esforço transversal provocado por variações bruscas nos momentos flectores instalados no pilar (ver Figura 3-a);

- Todos os modelos colapsaram na série de ciclos #9, apresentando danos severos e ruptura de armaduras;
- A base do pilar e a ligação pilar-fundação apresentaram uma boa resposta, com pequenos deslocamentos relativos e pouco dano visível (ver Figura 3-c);
- Na inspecção pós-ensaio, foram encontradas armaduras não previstas no projecto de execução. Assim sendo, desde a zona do encastramento e até cerca de 35 cm do topo da fundação, em cada canto do pilar foram encontradas duas armaduras de 12 mm, em vez do único varão previsto no dimensionamento. Neste caso, a relação entre a área total de armaduras e a área de betão excede mesmo o valor máximo preconizado por alguns regulamentos (> 4%) [5].

Em todos os modelos o colapso ocorreu no pilar, a cerca de 35 cm do topo da fundação, longe da influência da ligação pré-fabricada. Consequentemente, os ensaios foram interrompidos com apenas quatro modelos testados, uma vez que se concluiu que a ligação pilar-fundação pré-fabricada não participou no colapso do modelo.

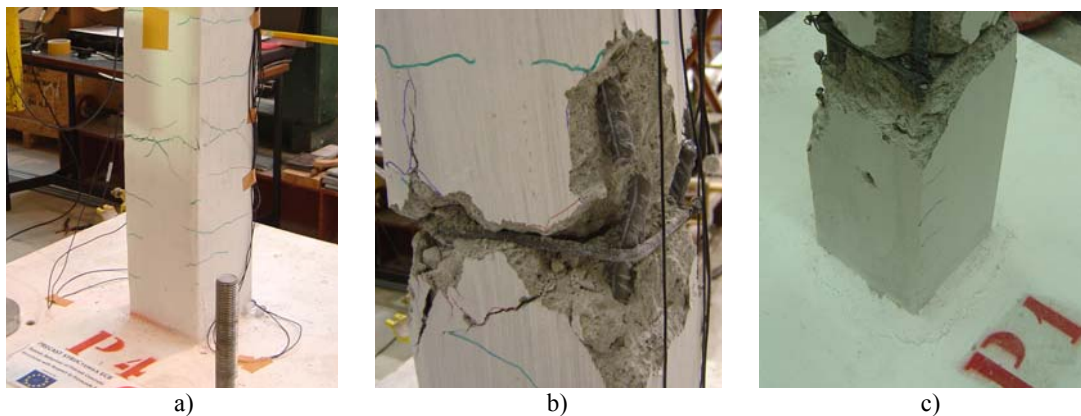


Figura 3: Danos visíveis nos modelos pilar-fundação.

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 4 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 Dywidag. 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 na Tabela 4, denominando-se por valores efectivos (subscrito “eff”).

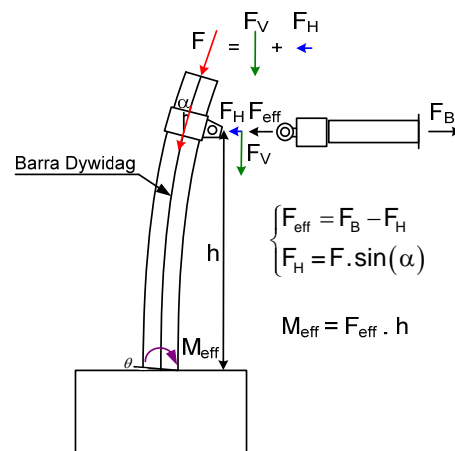


Figura 4: Efeito do sistema de aplicação de esforço axial na força efectiva aplicada ao pilar.

Como o modelo estrutural para a estrutura em análise é isostático, o valor do momento flector na zona onde terminam as armaduras adicionais ($h \approx 0,35$ m), pode ser calculado directamente do valor na ligação ($M = 20,9$ kN.m), através de:

$$M(h = 0.35) = 20.9 \times (1.50 - 0.35) / 1.50 = 16.0 \text{ kN.m} . \quad (1)$$

Comparando este valor, com os resultados do modelo simplificado para o cálculo da resistência última da secção apresentado na Figura 5, conclui-se que o colapso na zona de transição entre 2 e 4 armaduras em tracção é expectável, em detrimento do colapso na ligação, mesmo sendo esta a secção mais solicitada.

Tabela 4 - Forças e deslocamentos máximos.

Modelo	Força Aplicada (F_i) [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.

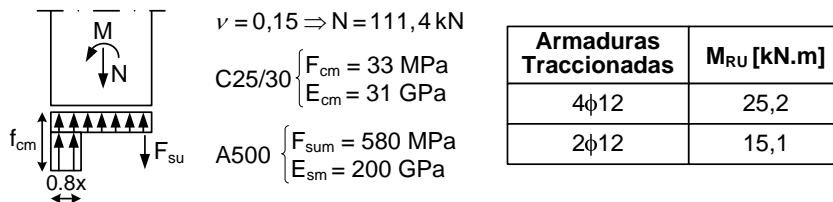


Figura 5: Modelo simplificado para o cálculo da resistência última da secção.

O diagrama apresentado na Figura 6 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 (ver Figura 3-b).

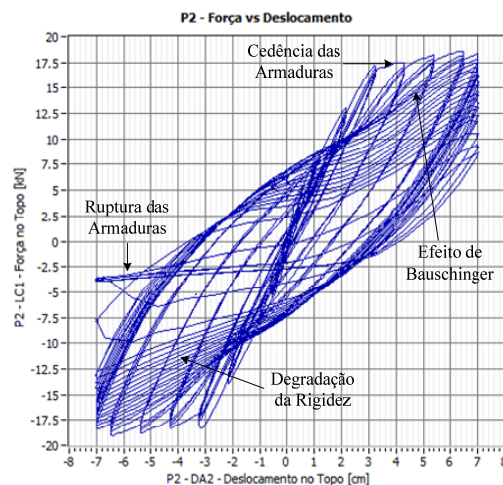


Figura 6: Ciclos força vs. deslocamento no topo do pilar.

3.4. Conclusões

A análise dos resultados dos ensaios aos nós pilar-fundação pré-fabricados permitiu concluir:

- o As ligações pilar-fundação revelaram uma boa resposta nos ensaios monotónicos e cíclicos;
- o O comportamento foi típico de um elemento monolítico;

- A ligação não esteve envolvida no mecanismo de colapso dos modelos e apresentou danos muito reduzidos;
- As armaduras adicionais encontradas no interior do pilar moveram a zona de colapso para o interior do vão do pilar (aproximadamente a 35 cm da base da fundação);
- A quantidade e distribuição de armadura no interior do pilar podem ser optimizadas de forma a produzir uma resposta mais eficiente às acções sísmicas.

4. LIGAÇÕES VIGA-PILAR

4.1. Características dos ensaios

Foram ensaiadas dois tipos de ligações viga-pilar (5 modelos do tipo VL e 5 do tipo V). Nos modelos tipo VL os pilares ligam-se a vigas em forma de L (Figura 7-b), enquanto que no tipo V, as vigas são rectangulares (Figura 7-a). O procedimento de montagem deste tipo de solução, consiste em suportar as vigas em perfis tubulares ou cantoneiras que se encontram fixos no interior do pilar anteriormente erigido. No topo das vigas existe uma chapa de aço que através de um parafuso de alta resistência se liga ao perfil tubular. Estes elementos encontram-se também conectados aos pilares através de parafusos ou armaduras soldadas. Depois de montada a ligação, os vazios são preenchidos com *grout* através de furos existentes para o efeito. Nos modelos tipo V a ligação é semelhante, a maior diferença reside na utilização de uma segunda chapa de aço em detrimento do perfil tubular (ver Figura 7-a). Estes dois tipos de ligações são idênticas às utilizadas nos ensaios em mesa sísmica [1], com a única diferença nas ligações tipo V, em que se utilizou uma cantoneira em vez da chapa de aço inferior.

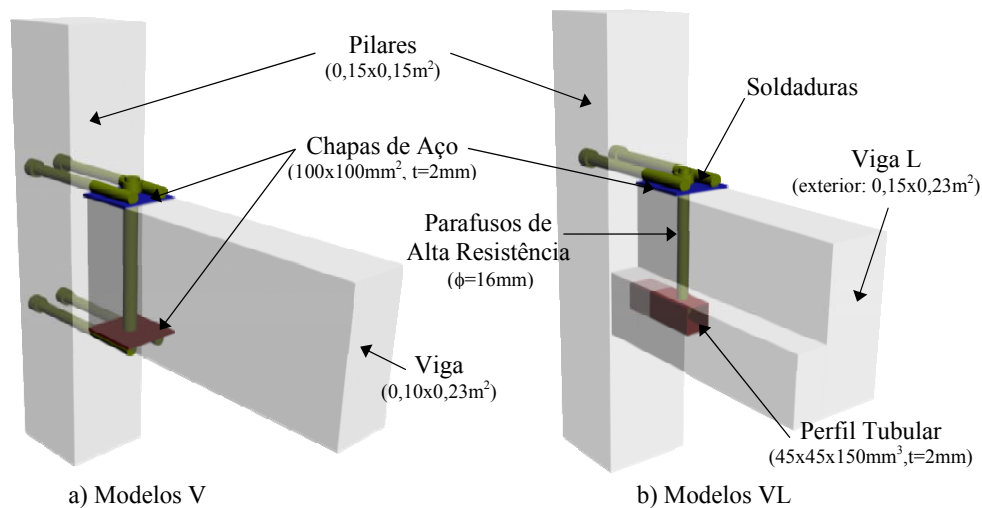


Figura 7: Representação esquemática das ligações ensaiadas.

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 8). Esta inversão de posição é devida à utilização do actuador da mesa sísmica uniaxial do LNEC para impor os deslocamentos nos modelos. Esta alteração 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 na Tabela 6 e a sequência e amplitude dos ciclos impostos na Tabela 7.

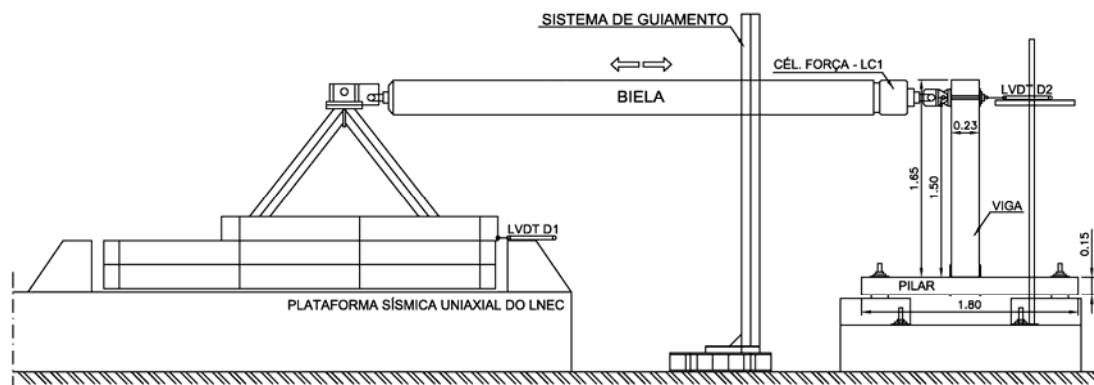


Figura 8: Vista esquemática da configuração dos ensaios aos nós viga-pilar.

Tabela 5 - Programa dos ensaios

Modelo	Tipo de Ensaio	Amplitude [cm]	Drift Máximo [%] (h[mm])	Séries de Ciclos
V1	Monotónico	[0.00; 13.51]	9.0 (1500)	–
V2	Cíclico	[-6.50; 6.50]	4.3 (1500)	#3, #4, #5, #6
V3	Cíclico	[-6.50; 6.50]	4.3 (1500)	#1, #2, #3, #4, #5, #6
V4	Cíclico	[-6.50; 6.50]	4.3 (1500)	#1, #2, #3, #4, #5, #6
V5	Cíclico	[-6.50; 6.50]	4.3 (1500)	#1, #2, #3, #4, #5, #6
VL1	Monotónico	[0.00; 13.00]	8.7 (1500)	–
VL2	Cíclico	[-6.50; 6.50]	4.3 (1500)	#2, #3, #4, #5, #6
VL3	Cíclico	[-6.50; 6.50]	4.3 (1500)	#2, #3, #4, #5, #6
VL4	Cíclico	[-6.50; 6.50]	4.3 (1500)	#1, #2, #3, #4, #5, #6
VL5	Cíclico	[-6.50; 6.50]	4.3 (1500)	#1, #2, #3, #4, #5, #6

Tabela 6 - Características dos deslocamentos impostos nos ensaios cíclicos.

Série	Nº Ciclos	Amplitude		Drift Máximo [%]	Velocidade [cm/s]
		–	[cm]		
#1	3	12.5%	±0.81	0.54	0.05
#2	3	25.0%	±1.63	1.09	0.05
#3	3	50.0%	±3.25	2.17	0.05
#4	3	75.0%	±4.88	3.25	0.05
#5	3	100.0%	±6.50	4.33	0.05
#6	n	100.0%	±6.50	4.33	0.5-1

4.2. Comportamento observado

Durante os ensaios foi possível observar o seguinte comportamento:

- A maioria do dano concentrou-se na ligação. Longe desta zona, os pilares e vigas apresentaram dano visível muito reduzido;
- 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. Uma inspeção posterior, revelou que estas armaduras se encontravam no exterior dos estribos (ver Figura 9-a);
- A maioria das chapas de aço mostrou sinais de folgas e de flexibilidade elevada na ligação às vigas (ver Figura 9-b). A ligação entre o perfil tubular e a viga revelou também grande ineficiência;

- o Em todos os casos, o colapso da ligação ocorreu depois de dano severos no betão entre a face extrema da viga e o parafuso vertical (ver Figura 9-a e 9-c).

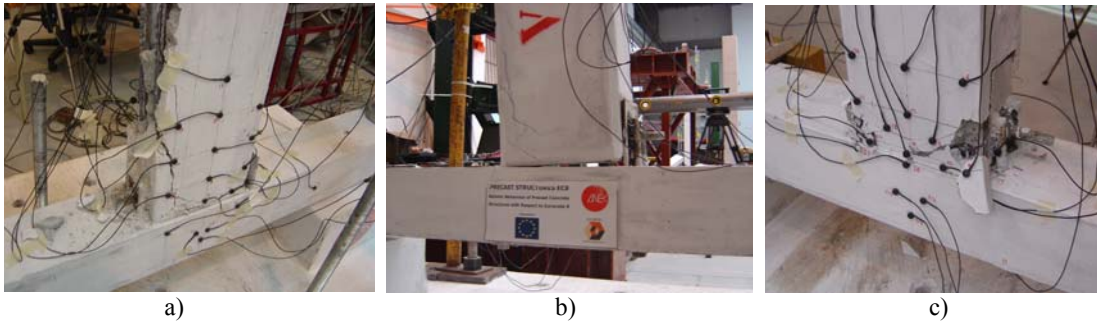


Figura 9: Danos visíveis nos modelos viga-pilar.

4.3. Evolução da rigidez de rotação da ligação

Antes de cada ensaio foi efectuada a identificação da frequência fundamental através de ensaios de impacto. Obteve-se valores muito semelhantes para os diversos 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 elementos finitos elástico [6] 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 10-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 10-a).

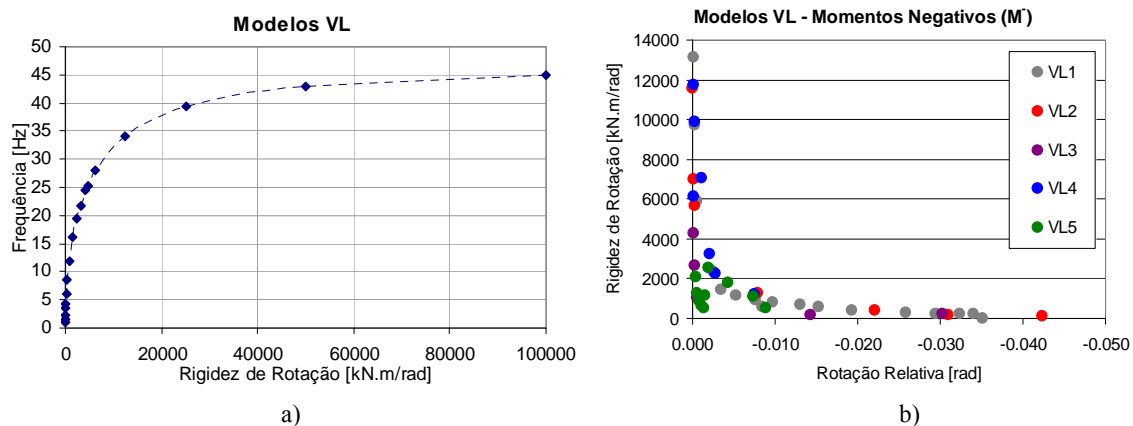


Figura 10: a) Valores da frequência fundamental obtidos recorrendo a um modelo numérico; b) Evolução da rigidez da rotação em função da rotação relativa máxima atingida.

A Figura 10-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. Essa informação pode ser condensada nos valores apresentados na Tabela 7. 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 do modelo numérico (ver Figura 10-a).

Tabela 7 - Valores experimentais da evolução da rigidez de rotação em função da rotação relativa máxima atingida.

Rotação [rad]	Modelos V		Modelos VL	
	K_{θ} (M ⁺) [kN.m/rad]	K_{θ} (M ⁻) [kN.m/rad]	K_{θ} (M ⁺) [kN.m/rad]	K_{θ} (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 de elementos finitos [6] foi utilizado para o cálculo das frequências de vibração da estrutura ensaiada em mesa sísmica, para diversos casos de rigidez de rotação nas ligações vigapilar. 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 transversal: valor mínimo 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 mesa sísmica [1].

Os valores numéricos obtidos são apresentados na Tabela 8, juntamente com os resultados experimentais provenientes da caracterização efectuada à estrutura ensaiada na mesa sísmica [1]. Comparando estes valores é possível concluir que os dados do Modelo 2 são muito semelhantes aos resultados da série de caracterização Cat 00 (antes dos ensaios), e que as frequências do modelo 3 se ajustam muito bem aos resultados obtidos em Cat 04 (depois dos ensaios). Em conclusão, os resultados extraídos dos ensaios cíclicos são muito coerentes com os resultados dos ensaios em mesa sísmica.

Tabela 8 - Comparação entre as frequências vibração: modelo numérico vs. resultados experimentais.

Frequência [Hz]	Modelo Dinâmico Linear				Resultados Experimentais				
	Modelo #1	Modelo #2	Modelo #3	Modelo #4	Série Cat 00	Série Cat 01	Série Cat 02	Série Cat 03	Série Cat 04
1º Transversal	3.04	2.49	1.41	1.32	2.9	2.3	2.0	1.4	1.2
1º Longitudinal	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 Transversal	10.39	9.79	8.69	8.61	9.0	7.7	6.6	5.5	4.9
2º Longitudinal	11.59	10.66	9.03	8.61	14.3	12.6	11.5	9.6	8.7
2º Torção	16.67	15.55	13.67	13.34	-	-	-	-	-

4.4. Forças e deslocamentos globais

Os valores máximos das forças e dos deslocamentos globais são apresentados na Tabela 9. 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 de acções permanentes e variáveis.

Os resultados apresentados na Tabela 9, revelam também que nas séries monotónicas se atingiram forças máximas inferiores aos ensaios ciclos, mesmo tendo-se atingido valores de *drift* superiores (8.7 e 9.0% vs. 4.3%). Este facto pode ser um 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 se atingir forças maiores para os mesmos valores de deformação lateral.

Tabela 9 - 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 um história de deslocamentos com sentido inverso;
 ** Os valores médios referem-se apenas aos ensaios cíclicos.

Na Figura 12 são apresentados diagramas força vs. deslocamento no topo das vigas, para dois casos representativos da resposta dos modelos.

Conforme já foi referido a resposta revelou-se extremamente assimétrica, o que é facilmente constatável nos diagramas apresentados na Figura 12. É igualmente visível, trechos prolongados de rigidez muito baixa durante a inversão do sentido da deformação, sendo este comportamento uma consequência do elevado dano que se gerou prematuramente. O *pinching* (efeito de aberto) encontra-se também presente na resposta da ligação. O comportamento histerético apresenta ciclos estreitos com acentuada degradação em ciclos sucessivos, o que conduz a baixa dissipação de energia.

O colapso da ligação ocorreu depois de danos severos no betão entre a extremidade da viga e o parafuso vertical que liga os elementos metálicos no topo e base da viga (ver Figura 11).

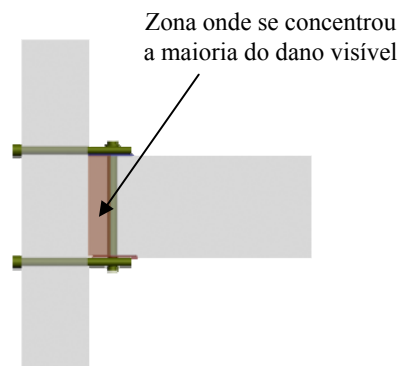


Figura 11: Localização do dano.

Três dos parafusos utilizados nas ligações foram submetidos a ensaios de tracção. Os testes efectuados 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 Tabela 9), 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, durante os ensaios, os parafusos tiveram uma resposta predominantemente elástica não contribuindo 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 comportamento mecânico pretendido.

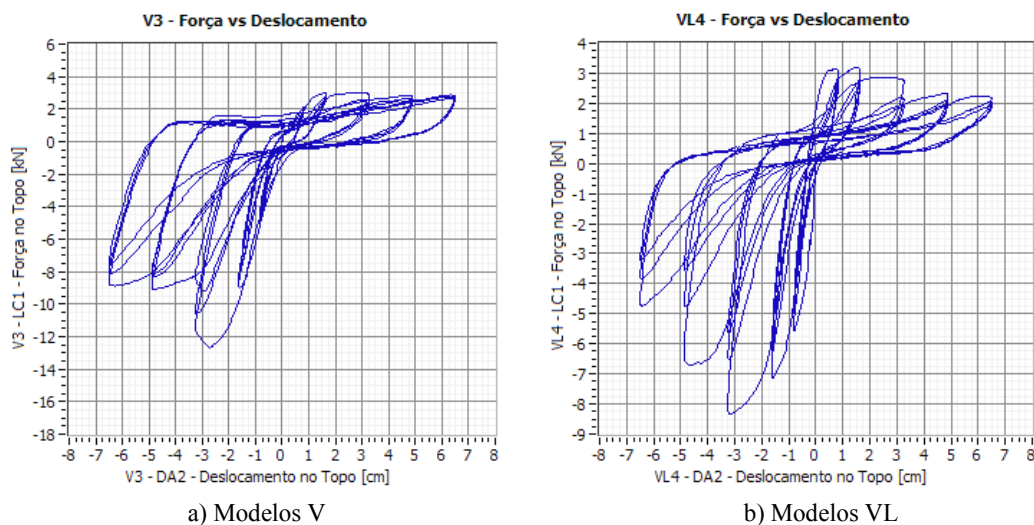


Figura 12: Ciclos força-deslocamento típicos para os dois tipos de ligações viga-pilar ensaiados.

4.5. Deslocamentos locais

Para analisar os valores dos deslocamentos relativos entre elementos, foram efectuadas medições durante os ensaios utilizando um sistema óptico que permite obter o posicionamento 3D de leds colocados no modelo (ver Figura 9 e 13). Estes resultados revelaram que durante o ensaio quase toda a deformabilidade se concentrou na ligação. Longe da ligação, os pilares e as vigas apresentaram deslocamentos associados a deformações muito pequenas. Este é o caso dos deslocamentos do eixo médio das vigas, que se apresentaram praticamente rectos durante os ensaios, concluindo-se que houve pouca deformação por flexão.

Os dados recolhidos revelaram também que o conjunto constituído pelas chapas metálicas e pelos parafusos que atravessam os pilares, tiveram deslocamentos pequenos, apenas com deformabilidade proveniente da deformação dos parafusos, das anilhas e do esmagamento local de betão. A ligação da chapa metálica à viga teve uma resposta de muito pior qualidade, com deslocamentos de cerca de 10 mm, até um máximo de 31.8 mm. Estes resultados confirmam que o elo fraco deste tipo de ligação consiste no mau funcionamento da ligação entre as chapas metálicas e as vigas, devido ao prematuro e acentuado dano no betão entre o parafuso vertical e a extremidade da viga.

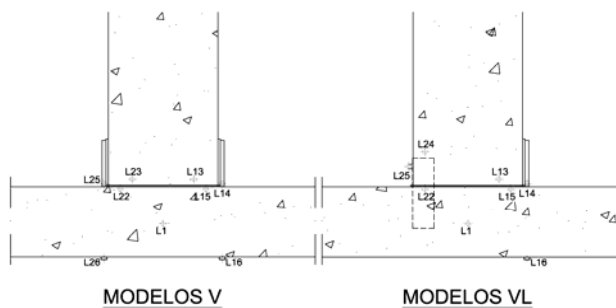


Figura 13: Pontos de medição de deslocamentos locais.

4.6. Conclusões

A análise dos resultados dos ensaios às ligações viga-pilar permitiu concluir:

- o Grande parte da deformabilidade e do dano nos modelos ocorreu nas ligações. Longe desta zona, as vigas e os pilares apresentaram valores muito baixos de dano e de deformações.
- o A análise da informação das frequências de vibração dos modelos permitiu concluir que a rigidez de rotação inicial das ligações é de cerca 2000 a 5000 kN.m/rad, e que depois de alguns ciclos, a redução é muito significativa, para valores de 100 a 600 kN.m/rad;
- o Em ambas as ligações a resistência máxima foi atingida nos ensaios cíclicos e na direcção dos momentos negativos. Este último facto pode ser benéfico para resistir aos momentos negativos adicionais resultantes de acções permanentes e variáveis;
- o Os gráficos força vs. deslocamento no topo demonstraram que a resposta é bastante assimétrica, com elevada degradação, troços longos com muito baixa rigidez e efeito de aperto. Estas características conduzem a uma resposta pobre em termos da dissipação de energia;
- o Os ensaios de tracção aos parafusos permitiram concluir que, provavelmente, estes tiveram uma resposta elástica durante os ensaios, o que pode não ser a melhor estratégia para resistir às acções sísmicas;
- o A ligação entre as chapas metálicas e as vigas foi onde se concentrou os maiores deslocamentos relativos.
- o O colapso da ligação ocorreu depois de danos severos no betão entre o parafuso que liga as chapas metálicas e a extremidade da viga.

Como análise global ao desempenho das ligações viga-pilar ensaiadas, surge como maior vantagem a sua facilidade de montagem, reduzindo o tempo necessário para a construção das estruturas, o que muitas vezes é um factor importante para a competitividade deste tipo de solução. No entanto, seria benéfico rever alguns aspectos do dimensionamento da ligação, especialmente para estruturas a ser construídas em zonas com sismicidade importante. Alguns dos melhoramentos possíveis consistem em: i) redimensionar os parafusos/armaduras de forma a participarem na dissipação de energia; ii) melhorar o confinamento do betão na extremidade; iii) reduzir as folgas e outras fontes de flexibilidade presentes nas ligações, uma vez que contribuem para a prematura degradação das ligações.

5. AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a muito boa cooperação com os técnicos da empresa *Civibral*, parceira do projecto, e as importantes contribuições dos colegas do LNEC, nomeadamente o Sr. Artur Santos, a D. Dulcina Marecos, o Sr. Paulo Semedo e a Eng.^a Ana Marques.

6. REFERÊNCIAS

- [1] Mendes, L.; E. Coelho e A. C. Costa (2006) - "Shaking Table Tests of a Reinforced Concrete Precast Building System". Relatório nº97/2006 - NESDE. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, Portugal.
- [2] Mendes, L.; Coelho, E.; Costa, A.C. (2006) – "Seismic Tests of a RC Precast Building System", First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, 3-8 September, Geneva, Switzerland.
- [3] Mendes, L.; Coelho, E.; Costa, A.C. (2006) – "Ensaio sísmico a uma solução de edifício de betão armado pré-fabricado", 4as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, 13-16 de Dezembro, Lisboa, Portugal.
- [4] NI (2001) - "LabVIEW - PID Control Toolset - User Manual" National Instruments Corporation.
- [5] CEN (2001) - "Eurocode 2: Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings", Bruxelas.
- [6] CSI (1997) - "SAP2000 - Structural Analysis Program - Non Linear", Computers & Structures Inc. 1997.