

ANÁLISE EXPERIMENTAL DE VIGAS PRÉ-FORMADAS DE CONCRETO ARMADO À FLEXÃO

Dênio Ramam Carvalho de Oliveira⁽¹⁾, José Guilherme Silva Melo⁽²⁾

Resumo

Vigas pré-formadas de concreto armado são elementos estruturais que possuem uma camada superficial de concreto pré-moldado utilizada como forma que fica incorporada à estrutura após o lançamento do concreto moldado “in loco”. Este sistema construtivo apresenta vantagem em relação ao convencional por reduzir o consumo de madeira com formas e escoramento, e em relação ao sistema pré-moldado de seção completa por reduzir o custo de transporte e montagem e apresentar maior rigidez nas ligações das vigas. Este trabalho teve como objetivo analisar experimentalmente o comportamento das vigas pré-formadas à flexão e ao cisalhamento, através de ensaios de 9 vigas pré-formadas e 3 vigas maciças de referência. As vigas têm largura de 105 mm, altura de 340 mm e 2.500 mm de comprimento. Os resultados dos ensaios experimentais são comparados aos valores obtidos pelas normas técnicas brasileiras e algumas normas internacionais. São apresentados e analisados os resultados observados para os deslocamentos verticais das vigas, deformações da armadura de flexão e da armadura de cisalhamento, deformações do concreto, carregamentos últimos, modos de ruptura e ruína e padrão de fissuração.

Palavras-chave: Viga pré-formada. Viga pré-moldada. Flexão. Cisalhamento.

1 INTRODUÇÃO

Tem-se realizado no Brasil diversas pesquisas com o objetivo de desenvolver tecnologias em pré-moldados de concreto armado. Trabalhos acadêmicos são publicados com soluções para questões relativas ao projeto, fabricação, transporte e montagem de estruturas de concreto pré-moldado. Existe uma tendência em produzir elementos estruturais com parte da seção pré-moldada e a outra parte moldada “in loco”. O processo de montagem desses elementos pré-moldados não necessita de equipamentos com elevada capacidade de carga e as seções de concreto moldado no local viabilizam ligações semi-monolíticas. Massoni (1996) apresentou um estudo sobre formas estruturais de argamassa ou concreto que são incorporadas ao elemento estrutural. Esse processo

⁽¹⁾ Ph.D., Lecturer, Federal University of Para, denio@ufpa.br

⁽²⁾ Master in Civil Engineering, Federal University of Para, guilhermesmelo@gmail.com · Correspondence: Av. Augusto Correa, 01. Guama - Belem - Para - Brazil. CEP: 66075-970

construtivo reduz o consumo de madeira na execução de estruturas de concreto armado e favorece o controle de qualidade facilitando a verificação de medidas, prumos e alinhamento das estruturas das edificações. Em 2003 foi utilizado na execução do muro de proteção do Parque Ambiental de Belém do Pará um sistema construtivo que apresenta uma camada superficial pré-moldada de concreto armado e parte da armadura do elemento estrutural. Após a montagem da estrutura e colocação da armadura complementar esse elemento estrutural, chamado de elemento pré-formado de concreto armado, é preenchido com concreto moldado no local, como mostra a figura 1.



Figura 1: Fabricação, transporte, estocagem e montagem de elementos pré-formados

O comportamento e o desempenho desses elementos estruturais estão sendo pesquisados na UFPA (Universidade Federal do Pará) e os resultados obtidos têm sido animadores. Por serem constituídos de camadas superficiais pré-moldadas, os elementos apresentam formas geométricas pré-definidas, menor peso em relação aos elementos de concreto pré-moldado de seção completa e a possibilidade de ligação monolítica com os elementos estruturais. O processo de fabricação das vigas pré-formadas consiste na execução da camada superficial em sucessivas concretagens. Durante a montagem da estrutura é adicionada a armadura complementar e, em seguida, é executado o núcleo de concreto. As figuras 2 e 3 mostram as sequências de fabricação e montagem de vigas pré-formadas.

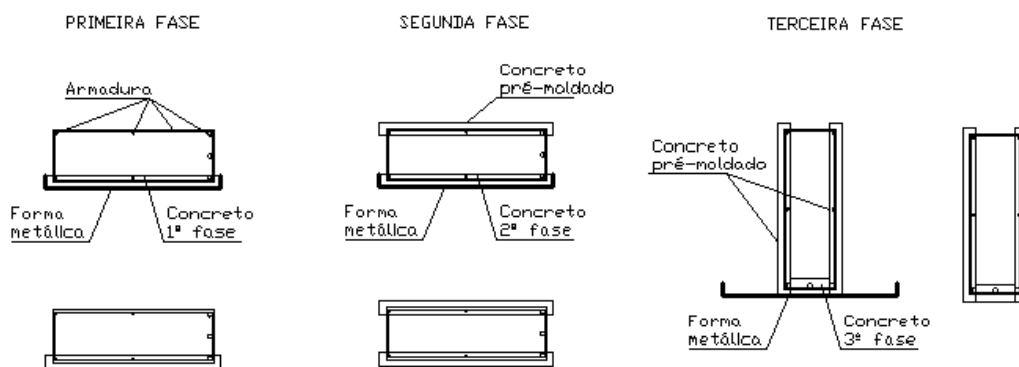


Figura 2: Sequência de fabricação de vigas pré-formadas

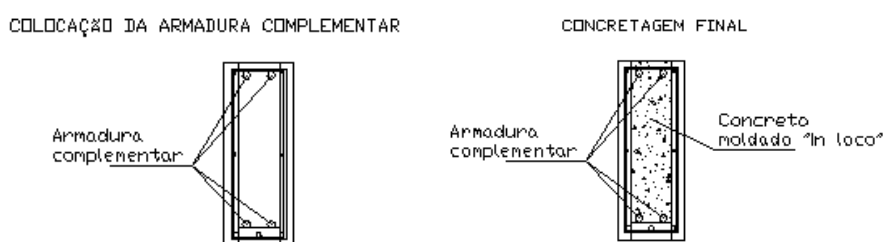


Figura 3: Sequência de montagem de vigas pré-formadas

2 PROGRAMA EXPERIMENTAL

2.1 Características das vigas

Foram ensaiadas 12 (doze) vigas de concreto armado na UFPA, sendo 9 (nove) vigas pré-formadas e 3 (três) vigas maciças com dimensões de 105 mm x 340 mm x 2.500 mm. O cobrimento das armaduras foi de 15 mm nas laterais e 20 mm no fundo e no topo das vigas. As vigas pré-formadas apresentaram placas pré-moldadas laterais com espessura de 33 mm e núcleo de concreto moldado “in loco” de espessura 39 mm. A placa pré-moldada do fundo das vigas VPF1, VPF4 e VPF7 apresentou 45 mm de espessura e para as outras vigas pré-formadas esta espessura foi de 80 mm.. A resistência à compressão média do concreto (f_c) foi igual a 20 MPa para as vigas maciças e 17 MPa para as vigas pré-formadas. Foram utilizadas armaduras longitudinais de 2 Ø 10,0 mm, 4 Ø 12,5 mm e 6 Ø 12,5 mm, correspondendo às taxas geométricas de 0,49%, 1,64% e 2,46%, com o objetivo de estabelecer seções sub, normal e superarmadas. Na parte superior das vigas foram colocadas 2 barras longitudinais de Ø 5 mm. Estribos verticais foram utilizados como armadura transversal, empregando-se barras de Ø 5 mm e espaçamentos de 200 mm, 150 mm e 100 mm. A

tabela 1 apresenta as principais características das vigas e a Figura 4 mostra suas seções transversais.

Tabela 1: Características das vigas

Viga	Tipo	Seção	Armadura (mm)	
			Longitudinal	Transversal
VM1	Maciça	Subarmada	2 Ø 10,0	Ø 5,0 c200
VM2	Maciça	Normal	4 Ø 12,5	Ø 5,0 c150
VM3	Maciça	Superarmada	6 Ø 12,5	Ø 5,0 c100
VPF1	Pré-formada	Subarmada	2 Ø 10,0	Ø 5,0 c100
VPF2	Pré-formada	Normal	4 Ø 12,5	Ø 5,0 c100
VPF3	Pré-formada	Superarmada	6 Ø 12,5	Ø 5,0 c100
VPF4	Pré-formada	Subarmada	2 Ø 10,0	Ø 5,0 c150
VPF5	Pré-formada	Normal	4 Ø 12,5	Ø 5,0 c150
VPF6	Pré-formada	Superarmada	6 Ø 12,5	Ø 5,0 c150
VPF7	Pré-formada	Subarmada	2 Ø 10,0	Ø 5,0 c200
VPF8	Pré-formada	Normal	4 Ø 12,5	Ø 5,0 c200
VPF9	Pré-formada	Superarmada	6 Ø 12,5	Ø 5,0 c200

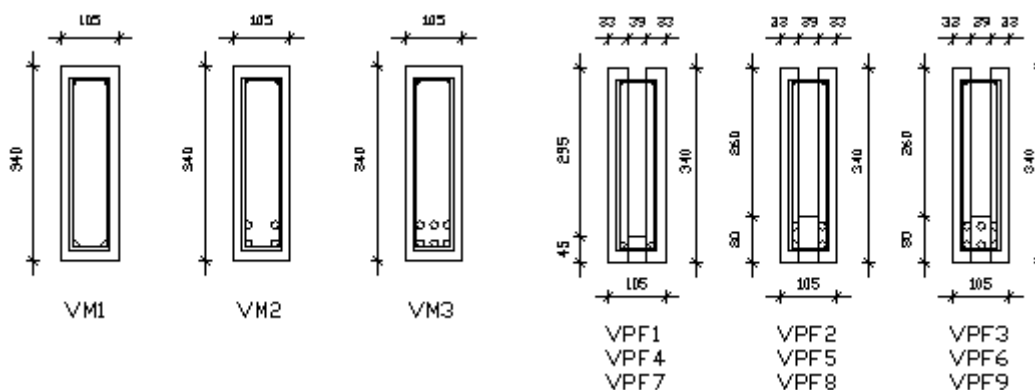


Figura 4: Seções transversais das vigas

2.2 Instrumentação

2.2.1 Deslocamentos verticais

As doze vigas tiveram variação tanto na armadura de flexão como na de cisalhamento, com o objetivo de se obter diversas modalidades de ruptura (flexão por escoamento da armadura, flexão por esmagamento do concreto ou cisalhamento por escoamento da armadura transversal). As vigas pré-formadas VPF7, VPF5 e VPF3 tinham armaduras de flexão e de cisalhamento iguais as das vigas maciças VM1, VM2 e VM3, respectivamente. Os deslocamentos verticais foram medidos

através de deflectômetros analógicos, com leitura máxima de 50 mm e precisão de 0,01 mm, posicionado no centro dos vãos das vigas. As leituras foram realizadas a cada carregamento.

2.2.2 Deformações do concreto

As deformações no concreto das cascas pré-moldadas e do núcleo das vigas pré-formadas, assim como o concreto das vigas maciças foram medidas utilizando-se extensômetros elétricos de resistência (EER) do tipo PA-06-201BA-120L, obtidos da empresa Excel Sensores Ind. Com. Exp. Ltda, colados na parte superior das vigas, no centro do vão e na direção longitudinal às vigas.



Figura 5: Posicionamento dos extensômetros no concreto

2.2.3 Deformações da armadura longitudinal de tração

As deformações na armadura de flexão foram medidas através de extensômetros elétricos de resistência (EER) do tipo PA-06-125AA-120L, obtidos da empresa Excel Sensores Ind. Com. Exp. Ltda. Os extensômetros foram fixados a meia altura da seção da barra, no centro do vão das vigas, sendo monitorada uma barra da primeira camada de armadura. A figura 6 mostra o posicionamento dos extensômetros na armadura longitudinal.

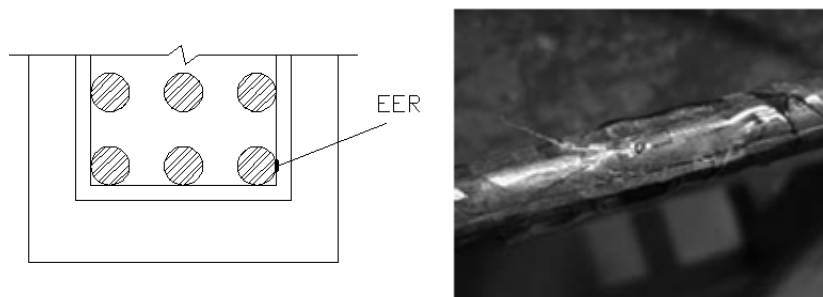


Figura 6: Posicionamento dos extensômetros na armadura de flexão

2.2.4 Deformações da armadura transversal

Na armadura de cisalhamento também foram utilizados extensômetros elétricos de resistência (EER) do tipo PA-06-125AA-120L adquiridos do mesmo fornecedor. Os extensômetros foram posicionados de modo a monitorar os estribos mais solicitados. Nas vigas com espaçamento de 100 mm foi posicionado um extensômetro no tramo do quinto estribo. Nas vigas com espaçamento de 150 mm, foi monitorado o quarto estribo, e nas vigas com estribos espaçados de 200 mm foi monitorado o terceiro estribo.

2.3 Sistema de ensaio

As vigas foram bi apoiadas com vãos de 2.200 mm e receberam os carregamentos em dois pontos eqüidistantes, como mostra a figura 7. As vigas foram posicionadas sob um pórtico de reação e apoiadas em dois roletes de aço. As cargas foram aplicadas através de um cilindro hidráulico com capacidade para 1000 kN conectado à uma bomba hidráulica. As cargas foram medidas por uma célula de carga de igual capacidade auxiliada por uma leitora digital. As cargas foram aplicadas em passos de 5 kN nas vigas VM1, VPF1, VPF4 e VPF7 e em passos de 10 kN nas outras vigas. O sistema de aquisição de dados foi o *Spider 8* conectado a um computador. O surgimento e a evolução das fissuras foram monitorados com o auxílio de um fissurômetro.

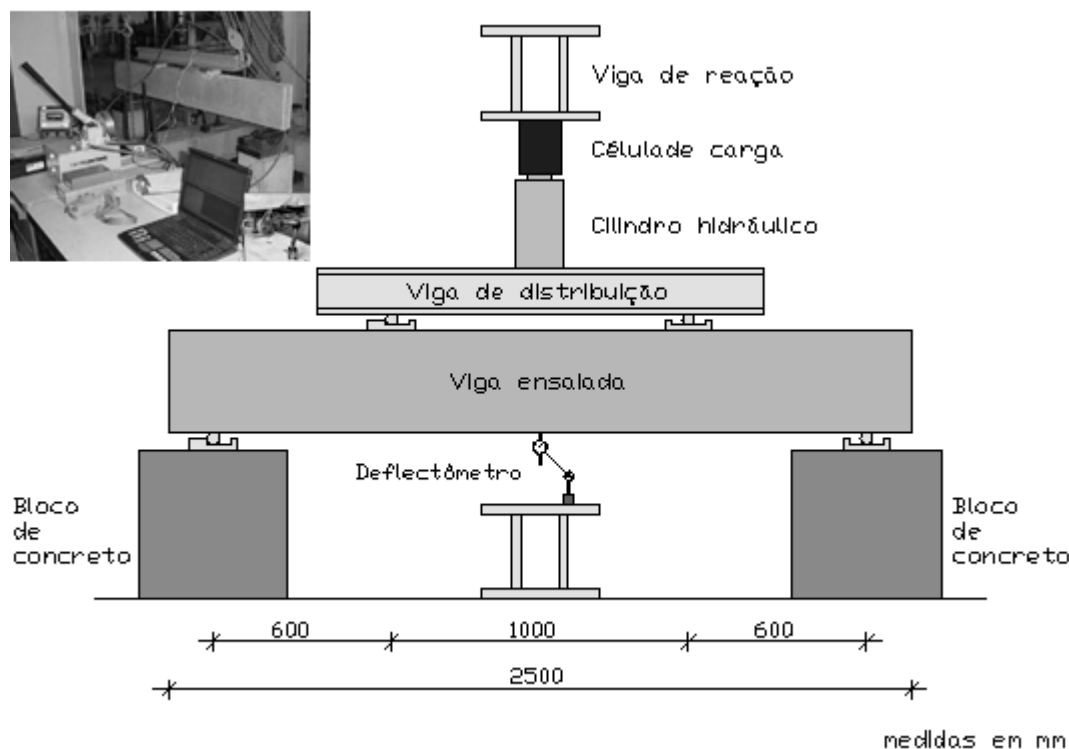


Figura 7: Sistema de ensaio e aplicação de carga

3 RESULTADOS DOS ENSAIOS

3.1 Concreto

A resistência à compressão do concreto (f_c) foi determinada através da NBR 5739 (ABNT, 1994) e a resistência à tração (f_{ct}) foi determinada através da NBR 7222 (ABNT, 1994). Para as vigas maciças foi considerada a resistência do concreto da 4ª etapa de concretagem (núcleo) e para as vigas pré-formadas foi adotada a resistência média do concreto das placas e núcleos. A determinação experimental do módulo de elasticidade do concreto (E_c) foi realizada de acordo com a NBR 8522 (ABNT, 1984). A tabela 3 apresenta os resultados dos ensaios do concreto.

Tabela 2: Resultado dos ensaios do concreto

Etapa	f_{ct} (MPa)	f_c (MPa)	E_c (GPa)
1ª – Lateral 1	2,0	16,3	25,0
2ª – Lateral 2	1,6	14,2	22,7
3ª – Fundo	2,5	25,3	28,5
4ª – Núcleo	2,6	20,0	27,6
Vigas maciças	2,6	20,0	27,6
Vigas pré-formadas	2,1	17,0	25,2

3.2 Aço

As amostras dos aços utilizados nas vigas foram submetidas ao ensaio de tração axial de acordo com a NBR 6152 (ABNT, 1992) e suas propriedades mecânicas são apresentadas na tabela 3, onde os valores adotados correspondem à média dos valores obtidos, $\varnothing$ é o diâmetro das barras, f_{ys} é tensão de escoamento, f_u é a tensão de ruptura, ε_s é a deformação correspondente à tensão de escoamento e E_s é o módulo de elasticidade do aço.

Tabela 3: Resultados dos ensaios do aço

$\varnothing$ (mm)	f_{ys} (MPa)	f_u (MPa)	ε_s (‰)	E_s (GPa)
5,0	583,0	697,7	4,5	233,2
10,0	548,5	684,8	2,2	249,3
12,5	560,0	696,0	2,3	243,5

3.3 Deslocamentos verticais

Os deslocamentos verticais máximos não tiveram variações significativas para as vigas com a mesma seção de armadura longitudinal (A_s). A variação das armaduras transversais (A_{sw}) pouco influenciou no deslocamento das vigas para o intervalo de cargas aplicadas nos ensaios. As vigas pré-formadas VPF5 e VPF7 e as vigas maciças VM2 e VM1, com mesmas armaduras longitudinais e transversais, respectivamente, apresentaram deslocamentos semelhantes. Já a viga maciça VM3 apresentou deslocamento 26 % menor que a viga pré-formada VPF3, com armaduras iguais. A figura 8 mostra os deslocamentos verticais das vigas com armadura de flexão $A_s = 750\text{mm}^2$.

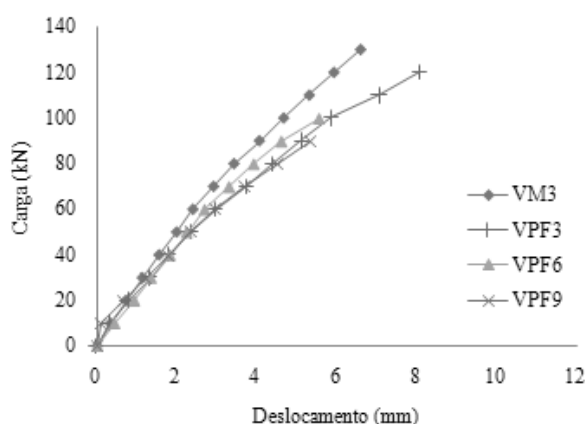


Figura 8: Deslocamentos verticais das vigas com $A_s = 750\text{ mm}^2$

3.4 Deformações do concreto

As deformações do concreto foram compatíveis com as estimativas teóricas. Para as vigas com $A_s = 160\text{ mm}^2$ (VM1, VPF1, VPF4 e VPF7), a viga VPF7 apresentou menor deformação inicial, mas próximo à ruptura sua deformação foi semelhante a da viga VM1. No grupo com $A_s = 500\text{ mm}^2$ (VM2, VPF2, VPF5 e VPF8), a viga VPF8 apresentou deformação 30% menor que as demais, onde as deformações foram próximas. No grupo com $A_s = 750\text{ mm}^2$ (VM3, VPF3, VPF6 e VPF9), a viga VPF3 apresentou deformação 42% menor que as demais, com deformações semelhantes. As variações entre as deformações dos núcleos e das placas externas foram desprezíveis, com exceção da viga VPF3 onde esta variação foi superior 57% nas placas externas. A figura 9 mostra as deformações do concreto dos núcleos das vigas com $A_s = 750\text{ mm}^2$.

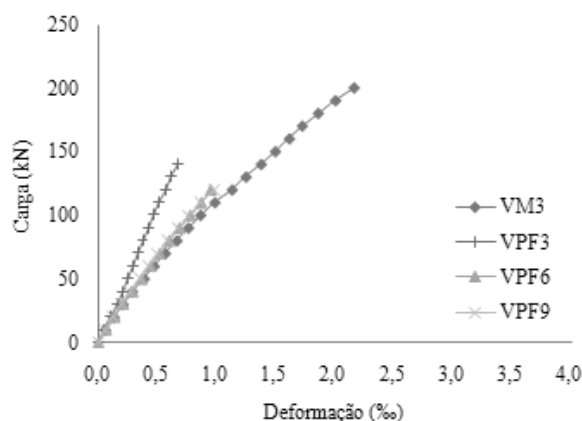


Figura 9: Deformação do concreto do núcleo das vigas com $A_s = 750 \text{ mm}^2$

3.5 Deformações do aço

3.5.1 Armadura longitudinal de tração

As deformações das armaduras de flexão, na maioria das vigas, foram semelhantes entre as vigas com iguais seções de armadura longitudinal (A_s). As vigas pré-formadas VPF3 e VPF5 apresentaram deformações semelhantes às observadas nas vigas maciças correspondentes VM3 e VM2, respectivamente. A viga VPF7, no entanto, apresentou deformação na armadura longitudinal 54 % superior à observada na viga VM1. A figura 10 mostra o gráfico das deformações nas armaduras longitudinais das vigas com $A_s = 750 \text{ mm}^2$.

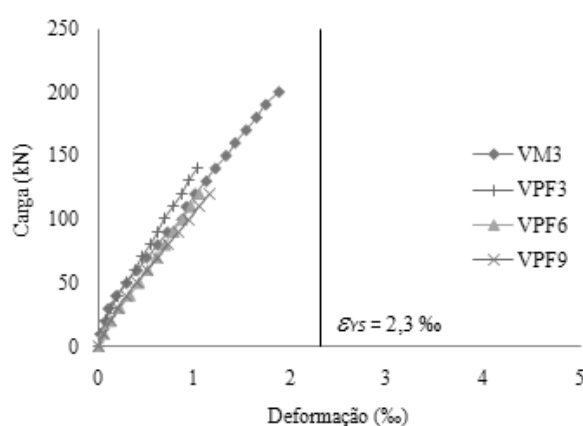


Figura 10: Deformação da armadura de flexão das vigas com $A_s = 750 \text{ mm}^2$

3.5.2 Armadura transversal

No grupo de vigas com espaçamento (s) de estribos de 100 mm (VM3, VPF1, VPF2 e VPF3) as curvas das deformações apresentaram pouca variação nos intervalos comuns de carregamento. No grupo de vigas com $s = 150$ mm (VM2, VPF4, VPF5 e VPF6), as deformações decresceram com o aumento das armaduras longitudinais. A viga VPF5 apresentou deformação na armadura transversal semelhante à observada na viga VM2. No grupo das vigas com $s = 200$ mm (VM1, VPF7, VPF8 e VPF9) esta deformação foi menor na viga VPF7, mas nas vigas VPF8 e VPF9 as deformações foram semelhantes, e na viga VM1 ocorreram as maiores deformações do grupo. A figura 11 mostra as deformações nas armaduras transversais com $s = 100$ mm.

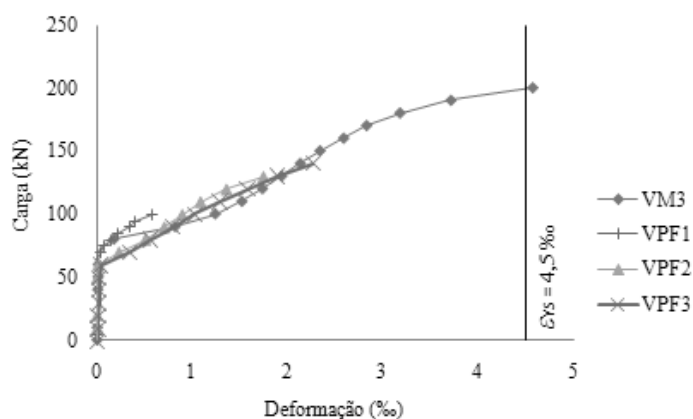


Figura 11: Deformação da armadura de cisalhamento das vigas com $s = 100$ mm

3.6 Carregamento e modos de ruptura e ruína

Neste trabalho foram consideradas rupturas por flexão com o escoamento da armadura longitudinal ou ruptura por cisalhamento com o escoamento da armadura transversal, ambas quando as deformações nas barras das armaduras atingiram o valor de ϵ_{ys} (deformação correspondente a tensão de ruptura do regime elástico do aço). A ruína foi considerada quando houve o colapso ou as vigas não suportaram acréscimos de carregamento. Os carregamentos de ruptura foram designados por P_r e os de ruína por P_u , de acordo com a tabela 5.

Tabela 5: Carregamentos e modos de ruptura e ruína

Viga	A_s (mm ²)	A_{sw} (mm ² /m)	s (mm)	f_c (MPa)	P_r (kN)	P_u (kN)	Modo de ruptura	Modo de ruína
VM1	160	228	200	20,0	75,0	93,5	M1	M5
VM2	500	291	150	20,0	137,0	137,0	M4	M5
VM3	750	418	100	20,0	200,0	210,0	M4	M5
VPF1	160	418	100	17,0	70,0	105,0	M1	M3
VPF2	500	418	100	17,0	135,0	135,0	M2	M2
VPF3	750	418	100	17,0	140,0	140,0	M2	M2
VPF4	160	291	150	17,0	70,0	88,0	M1	M3
VPF5	500	291	150	17,0	138,0	138,0	M4	M5
VPF6	750	291	150	17,0	124,5	124,5	M4	M5
VPF7	160	228	200	17,0	60,0	85,0	M1	M3
VPF8	500	228	200	17,0	112,0	112,0	M4	M5
VPF9	750	228	200	17,0	127,0	127,0	M4	M5

M1 – Flexão com escoamento da armadura de flexão
 M2 – Flexão com esmagamento do concreto
 M3 – Flexão com deformação excessiva da armadura de flexão
 M4 – Cisalhamento com escoamento da armadura transversal
 M5 – Cisalhamento com seccionamento de estribo

3.7 Comparação com as estimativas normativas

A resistência das vigas pré-formadas foi estimada seguindo os mesmos critérios usados para as das vigas maciças, e de acordo com as normas ACI 318, CEB-FIP MC90 e NBR 6118. Nos cálculos foram utilizadas as resistências características dos materiais. Os valores dos carregamentos de ruptura por cisalhamento foram próximos dos valores estimados pela ACI 318, com as vigas pré-formadas apresentando valores médios 4 % acima das estimativas e as vigas maciças 6 %. As vigas VM2, VM3, VPF5, VPF6, VPF8 e VPF9 romperam por cisalhamento com carregamentos superiores aos estimados pela CEB-FIP MC90, em média 14 % para as maciças e 24 % para as pré-formadas. Para a NBR 6118, as vigas VM1, VPF1, VPF2, VPF3, VPF4 e VPF7 romperam por flexão com carregamentos inferiores aos estimados, com as vigas pré-formadas apresentando resistência 18 % abaixo e a viga maciça VM1, 10 %. As vigas VM2, VM3, VPF5, VPF6, VPF8 e VPF9 romperam por cisalhamento com carregamentos superiores aos estimados pela NBR 6118, em média 14 % para as maciças e 24 % para as pré-formadas. A tabela 6 apresenta os carregamentos de ruptura por flexão e as resistências estimadas pela NBR 6118. A tabela 7 apresenta os carregamentos de ruptura por cisalhamento e as resistências estimadas pelas normas.

Tabela 6: Resistência à flexão observada e estimada pela NBR 6118

Viga	P_r (kN)	P_{Flex} (kN)	$\frac{P_r}{P_{Flex}}$
VM1	75,0	83,5	0,90
VPF1	70,0	82,2	0,85
VPF2	135,0	162,8	0,83
VPF3	140,0	162,8	0,86
VPF4	70,0	82,2	0,85
VPF7	60,0	82,2	0,73

Tabela 7: Resistência ao cisalhamento observada e estimada pelas normas

Viga	P_r (kN)	ACI 318		CEB-FIP MC90		NBR 6118	
		P_{Cis} (kN)	$\frac{P_r}{P_{Cis}}$	P_{Cis} (kN)	$\frac{P_r}{P_{Cis}}$	P_{Cis} (kN)	$\frac{P_r}{P_{Cis}}$
VM2	137,0	135,6	1,01	118,5	1,16	121,5	1,13
VM3	200,0	180,6	1,11	178,3	1,12	162,1	1,23
VPF5	138,0	132,0	1,05	117,4	1,18	117,4	1,18
VPF6	124,5	132,0	0,94	117,5	1,06	117,4	1,06
VPF8	112,0	109,5	1,02	87,8	1,28	97,1	1,15
VPF9	127,0	109,5	1,16	87,5	1,45	97,1	1,31

3.7 Fissuração

As fissuras de flexão das vigas pré-formadas surgiram com carregamentos médios até 40% inferiores aos relativos às primeiras fissuras nas vigas maciças. Para surgimento das primeiras fissuras de cisalhamento os carregamentos das vigas pré-formadas foram em média 5% menores que os das vigas maciças. Nas vigas pré-formadas, as fissuras seccionaram as camadas de concreto, o que pode sugerir que as camadas pré-moldadas (placas externas) e os núcleos das vigas reagiram solidariamente aos esforços solicitantes. Na viga VPF6, após o ensaio, foi removida parte do concreto para visualização das fissuras de cisalhamento. Nas vigas VPF2 e VPF3 as fissuras de cisalhamento reduziram a seção de compressão do banzo comprimido da viga, próximo do ponto de aplicação de carga, antecipando o esmagamento do concreto por flexão. Na viga VPF7 a deformação excessiva da armadura de flexão provocou grandes aberturas de fissuras e o concreto da região comprimida sofreu esmagamento, mas as camadas de concreto das regiões adjacentes permaneceram ligadas. A figura 12 mostra as fissuras atingindo simultaneamente as pré-formas e o núcleo de vigas pré-formadas.

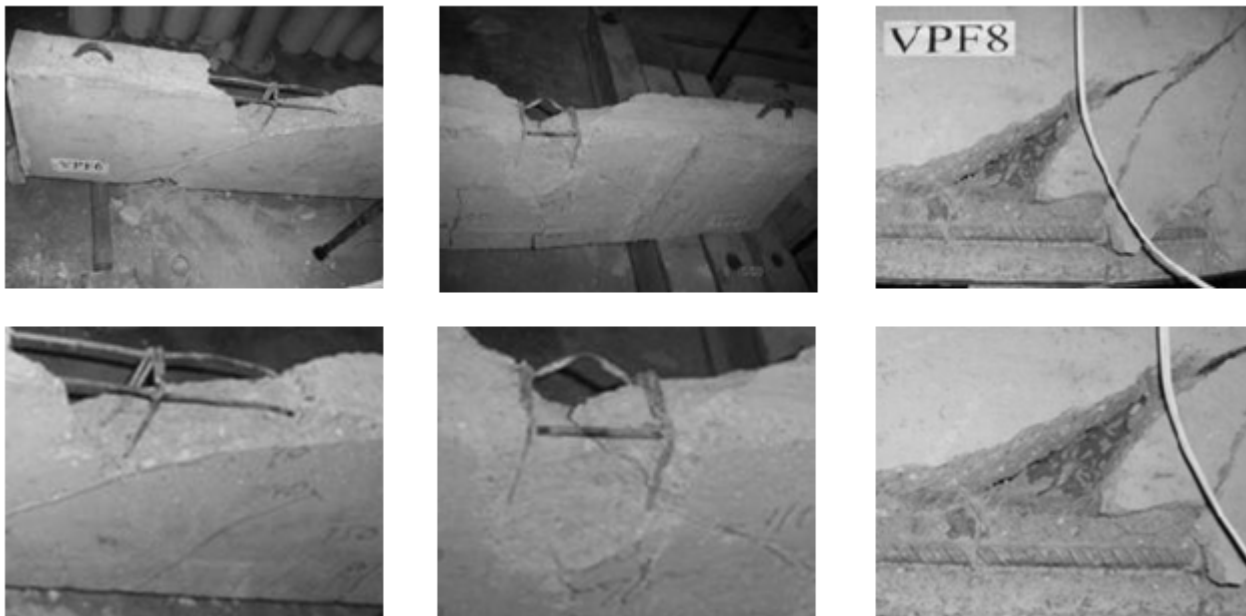


Figura 12: Detalhes das camadas de concreto seccionadas

4 CONCLUSÕES

A comparação dos resultados experimentais com os valores estimados pelas normas não indicou limitações significativas ao desempenho estrutural do sistema dito pré-formado, embora as vigas pré-formadas tenham apresentado carregamento médio de ruptura por flexão 18 % menor que o previsto de acordo com as normas técnicas adotadas. O trabalho realizado permitiu avaliar alguns aspectos no comportamento desse sistema:

- Não ocorreu descolamento visível entre as placas pré-moldadas e o núcleo de concreto moldado “in loco” antes da ruptura das vigas, e após a ruptura foi possível observar que, nas regiões adjacentes à ruína do concreto, as camadas permaneceram ligadas entre si;
- As camadas verticais de concreto deformaram simultaneamente de acordo com a progressão do carregamento aplicado;
- As fissuras atingiram simultaneamente as camadas pré-moldadas e as de concreto moldado “in loco” nas mesmas seções transversais às vigas;
- O nível de deslocamento vertical (flechas) das vigas pré-formadas foi o mesmo observado nas vigas maciças;
- As deformações nas armaduras longitudinais e transversais foram compatíveis com o sistema de ensaio e a aplicação dos carregamentos. Não houve variações significativas entre os resultados observados nas vigas pré-formadas e nas vigas maciças;
- A resistência das vigas pré-formadas atingiu valores compatíveis com as características mecânicas dos materiais utilizados. Os carregamentos de ruptura das vigas pré-formadas

não diferiram significativamente dos observados nas vigas maciças e dos estimados pelas normas.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq, CAPES e à empresa SAENGE pelo apoio financeiro para a realização deste trabalho.

REFERÊNCIAS

ACI 318, *Building Code Requirements for Structural Concrete*, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, 2002.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 5739/94 – Ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos de concreto*. Rio de Janeiro, 1994.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 6118/03 – Projeto de Estruturas de Concreto*, Rio de Janeiro, 2003.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 6152/92 – Materiais metálicos. Determinação das Propriedades Mecânicas à Tração – Método de Ensaio*. Rio de Janeiro, 1992.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 7222/94 – Argamassa e Concreto - Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos – Método de Ensaio*, Rio de Janeiro, 1994.

Associação Brasileira de Normas Técnicas. *NBR 8522/84 – Concreto - Determinação do módulo de deformação estática e diagrama tensão-deformação – Método de Ensaio*, Rio de Janeiro, 1984.

CEB-FIP (1990). *Model Code 1990: Final Draft*. Bulletin D'Information, No 203, CEB, Lausanne, July 1991.

Massoni, R. F. A. P. (1996). *Formas de argamassa e concreto estruturais incorporáveis às estruturas de concreto armado*. Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, Dissertação de Mestrado, São Carlos, 1996, 177p.

EXPERIMENTAL ANALYSIS OF REINFORCED CONCRETE PRESHAPED BEAMS UNDER FLEXURE

Abstract

Reinforced concrete preshaped beams are structural elements with superficial precast concrete layer used as formwork which stays permanently on the structure after the concrete placement “in loco”. This constructive system presents advantages when compared to the conventional one by reducing the wood consumption as formwork and supports, and when compared to the full cross section precast system by reducing the transportation and assembling costs and by presenting a better linking between beams. This work aimed to analyze the experimental behavior of preshaped beams under flexure and shear through tests made on 9 preshaped beams and 3 solid ones for reference. All preshaped beams measured 105 mm x 340 mm x 2,500 mm for width, height and length respectively. Experimental results were compared to the estimates from Brazilian and others international codes. Experimental vertical displacements, flexural and shear reinforcement strains, concrete strains, failure loads and modes and cracking pattern.

Key words: Preformed beam. Precast beam. Flexure. Shear.

1 INTRODUCTION

So many studies were presented in Brazil in the last decade aiming to develop new technologies to improve the precast elements system. Once most of the precast structural elements presents full cross section, many solutions to avoid high costs with transportation and assembling have been presented. In order to reduce the precast elements' weight a partial cross section system has been analyzed at the Federal University of Para. Using thin reinforced concrete plates as formwork and housing part of the flexural reinforcement the preshaped system has been applied at many types of constructions in Belem city e.g. walls, sanitary inspection boxes and short buildings. After assembling the reinforced concrete formworks, which is done without heavy or sophisticated equipments, the additional reinforcement and the concrete core are placed “in loco” guaranteeing to the structure a very well finished surface with straight lines and horizontal and vertical levels. Some stages of preshaped elements' fabrication and their transportation, storage and application are shown on figures 1, 2 and 3.

2 EXPERIMENTAL PROGRAM

Twelve reinforced concrete beams were tested at the Civil Engineering Laboratory of UFPA with nine beams being preshaped and three solids. All beams presented dimensions of 105 mm x 340 mm x 2,500 mm in width, height and length respectively, and lateral plates with 33 mm thickness. Reinforcement geometrical rates of 0.49 %, 1.64 % and 2.46 % were used aiming to

simulate behaviors of under, balanced and over reinforced beams. Also the shear reinforcement varied using Ø 5 mm bars spaced of 100 mm, 150 mm and 200 mm, as presented on table 1 and shown on figure 4. To measure the vertical displacements one dial gage with precision of 0.01 mm was placed at the middle of the beams' spans. Strains gages were placed to measure concrete and steel strains. Two strain gages were placed on top surface of the beams, one on the lateral plate and other on the concrete solid core. For the steel bars the strains gages were placed at the middle height of a bottom bar as show on figures 5 and 6. The same technique to average the steel strains was used for shear reinforcements.

A two symmetrical load points system was used to submit the beams to flexure with a tested span of 2,200 mm, as shown on figure 7. One hydraulic jack connected to a manual hydraulic bomb was used to applies loads steps of up to 10 kN, measured with a load cell helped by a far connected digital display. The data acquisition system was the Spider 8 and the cracking pattern was drown on the surface of the beams with a scale's support.

3 RESULTS

All material's tests were made according to Brazilian codes. For concrete compression strength average values of 20 MPa and 17 MPa were found as the average concrete tensile strength values were 2.6 MPa and 2.1 MPa for solid and preshaped beams, respectively. The average Young modulus was 26.5 GPa. For all rebars an average yield stress of 560 MPa and a Young modulus of 210 GPa were measured.

Beams with same longitudinal and transversal reinforcement rates presented small differences among their vertical displacements, except for beam VM3 which presented final displacement 26 % lower than that of VPF3. Once again comparing beams with same reinforcements, only the beams VPF8 and VPF3 presented average concrete strains 35% lower than the others where the observed values were very near. Between the solid core and the thin reinforced concrete flat plates the concrete strains were also compatible, except for beam VPF3 again. The same behavior compatibility was noted when comparing the flexural reinforcements' strains, except for beam VPF7, 54 % higher than the final strain of the beam VM1. The bema VPF7 also presented the lowest strain of its group while the beam VM1 the highest one.

All beams failed according to the flexural estimates, but the over reinforced preshaped beams (flexural and shear reinforcements) presented a final average load of 135 kN, 35 % lower when compared to beam VM3. It seems to be a weakness of the over reinforced preshaped beams against shear and more accurate studies must be developed aiming explain this behavior. Table 5 presents failure modes and loads of all tested beams. Comparisons between estimated and

experimental loads are presented on tables 6 and 7. In general all preshaped beams presented average shear failure load 24 % higher than the estimated ones. Cracking pattern and failure surface were compatible between preshaped and solid beams and no lateral displacement of the thin plates was noted during the tests.

4 CONCLUSIONS

Twelve reinforced concrete beams were testes under flexure in the Civil Engineering Laboratory of the Federal University of Para. Three were solid and nine preshaped. Results for vertical displacements, concrete and steel strains, failure loads and cracking pattern were presented and discussed. From the experimental analysis and comparisons with several codes' estimates it is possible to conclude that the preshaped beams present no resistance restrictions, but more tests considering their shear behavior and durability must be done.