

配置 HRBF500 钢筋的无粘结预应力梁 受弯性能试验研究

郑毅敏^a, 何礼东^b, 赵勇^b

(同济大学 a. 建筑设计研究院(集团)有限公司; b. 建筑工程系, 上海 200092)

摘要:进行了 10 根简支梁的受弯性能试验,研究了以 HRBF500 钢筋作为纵向受拉钢筋的无粘结预应力混凝土梁的破坏特征、预应力增量、受弯承载力以及位移延性。试验研究表明:在达到极限状态之前,试验梁中受拉的 HRBF500 钢筋均已屈服;梁破坏时,受压区混凝土压碎,破坏较为突然;无粘结预应力筋的实测极限预应力增量与综合配筋指标仍基本成线性关系,但较规范 GB 50010—2010 中公式的计算值明显偏大,计算值与试验值比值平均为 0.35;梁跨中的屈服位移较大,但位移延性较差,位移延性系数平均为 1.67,且随综合配筋指标增大,位移延性系数减小。根据笔者及相关文献中的试验结果,分析得到了无粘结预应力筋的极限预应力增量计算的建议公式,当极限预应力增量试验值 <450 MPa 时,该式的计算值与试验值符合较好。

关键词:预应力混凝土;无粘结预应力;预应力增量;受弯承载力;延性

中图分类号:TU375.1;TU378.2 文献标志码:A 文章编号:1674-4764(2012)04-0031-07

Experimental Analysis on Bending Capacity of Unbonded Prestressed Concrete Beams with HRBF500 Steel Bars

ZHENG Yimin^a, HE Lidong^b, ZHAO Yong^b

(a. Architectural Design & Research Institute (Group) Co. Ltd;

b. Department of Building Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, P. R. China)

Abstract: The bending capacity tests on ten simple supported beams were conducted to investigate the damage characteristics, prestress increment, bending capacity and displacement ductility of unbonded prestressed concrete beams with HRBF500 steel bars. The results show that the HRBF500 steel bars has yielded before the limit state. The concrete in compression zone crushes upon the broken of the beams, which shows a sudden damage mode. The measured ultimate stress increments of unbonded tendons are in linear relationship with the comprehensive reinforcement ratio index, while the values of the ultimate stress increments are obviously higher than those values specified in the code GB50010—2010, and the average ratio of predicted values to testing values is about 0.35. The mid-span deflection upon yielding of the beams is large, while the displacement ductility is bad and the average value of the displacement ductility ratio is 1.67. The displacement ductility ratio decreases with the increases of the comprehensive reinforcement ratio index. Based on the experimental results, the proposed calculation formula of ultimate stress increments of unbonded tendons was established, and it is in good agreement with the experimental results when the testing value is less than 450 MPa.

Key words: prestressed concrete; unbonded prestress; prestress increment; bending capacity; ductility

收稿日期:2011-11-13

基金项目:国家 863 计划课题(2007AA03Z550);国家科技支撑计划课题(2007BAE30B05)

作者简介:郑毅敏(1957-),男,教授级高工,主要从事工程结构抗震及大跨度预应力混凝土结构研究,(E-mail) 22zym@tjadri.com。

赵勇(通信作者),男,博士,(E-mail)yongzhao@tongji.edu.cn。

采用 500 MPa 级钢筋代替 335 或 400 MPa 级钢筋作为混凝土梁的受拉纵筋后,在同样的受弯承载力要求下,一般可以减少钢筋的用量,具有较好的效益,值得推广应用。在新版中国国家标准《混凝土结构设计规范》^[1](GB 50010—2010)中已将 HRB500 和 HRBF500 钢筋纳入,而且已有的试验研究结果表明^[2-4],规范 GB 50010—2010 的正截面受弯承载力计算公式适用于配置 500 MPa 级钢筋的非预应力混凝土梁。由于规范 GB 50010—2010 中无粘结预应力梁的受弯承载力计算模式主要源自行业标准《无粘结预应力混凝土结构技术规程》^[5](JGJ 92—2004),且是建立在配置 335 MPa 级钢筋的梁、板受弯性能试验结果的基础上的,是否仍适用于配置 500 MPa 级钢筋的无粘结预应力梁值得商榷。

1 试验方案

1.1 试件基本情况

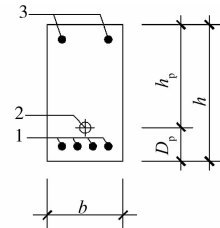
试验共设计了 8 根无粘结预应力梁和 2 根非预应力梁,所配置的纵向非预应力受拉钢筋均为 HRBF500 钢筋,且主要考虑了预应力筋合力点位置 a_p 、综合配筋指标 ξ_p 和预应力筋分布形式等参数。试验梁的横截面为矩形,截面的宽 b 、高 h 分别为 250、450 mm(图 1),跨度为 4 500 mm(净跨 l_0 为 4 200 mm)。试验梁中所配置的预应力筋为 1 860 级 ϕ^s 15.2 低松弛无粘结钢绞线,纯弯段的预应力筋线形均为直线。试验梁的基本情况见表 1,表中 f'_{cu} 为与试件同条件养护的立方体试块抗压强度, σ_{pe} 为实测预应力筋有效预应力, λ 和 ξ_p 分别为预应

力强度比和综合配筋指标,按式(1)和(2)计算。

$$\lambda = f_{py}A_p / (f_{py}A_p + f_yA_s) \quad (1)$$

$$\xi_p = (\sigma_{pe}A_p + f_yA_s) / f_c b h_p \quad (2)$$

式中: f_{py} 为预应力筋抗拉强度; A_p 为预应力筋的面积; f_y 为非预应力筋抗拉强度; A_s 为非预应力筋的面积; f_c 为混凝土轴心抗压强度; h_p 为预应力筋合力点至受压区顶面的距离。计算 λ 和 ξ_p 时, f_c 取 $0.76f'_{cu}$, f_y 取钢筋实测屈服强度。



1.非预应力受拉纵筋;2.无粘结预应力筋;3.非预应力受拉纵筋

图 1 试验梁跨中截面

试验梁均为简支梁,并分 2 批进行试验,其中第 1 批梁纯弯段长度为 2 100 mm,其间未配有箍筋;第 2 批梁纯弯段长度为 1 800 mm,其间配有箍筋 $\phi 12 @ 300$ 。

1.2 加载方式

试验采用 2 点集中方式加载,其中第 1 批试验梁采用反向加载,第 2 批试验梁采用正向加载,加载简图见图 2,图中 P 为千斤顶作用力。在非预应力受拉纵筋屈服前,采用力控制分级加载,在试验梁开裂之前,每级加载增量为 10 kN;在试验梁开裂之后,每级加载增量提高为 30 kN。当非预应力受拉纵筋屈服之后,缓慢加载直至试验梁破坏。

表 1 试验梁基本情况

试件编号	f'_{cu} /MPa	预应力筋	a_p /mm	σ_{pe} /MPa	受拉纵筋	λ	ξ_p	
第 1 批	UPC1	44.2	1—4U ϕ^s 15.2	90	922	2 Φ^F 25	0.568	0.354
	UPC2	44.2	1—4U ϕ^s 15.2	150	928	2 Φ^F 25	0.568	0.427
	UPC3	44.2	2—2U ϕ^s 15.2	90	927	2 Φ^F 25	0.568	0.355
	UPC4	44.2	2—2U ϕ^s 15.2	150	925	2 Φ^F 25	0.568	0.426
第 2 批	UPC5	38.4	3—1U ϕ^s 15.2	89	874	3 Φ^F 20	0.512	0.337
	UPC6	38.4	3—1U ϕ^s 15.2	147	872	3 Φ^F 20	0.512	0.401
	UPC7	38.4	1—3U ϕ^s 15.2	86	931	2 Φ^F 25	0.496	0.357
	UPC8	38.4	1—3U ϕ^s 15.2	146	884	2 Φ^F 25	0.496	0.418
	RC1	39.8				3 Φ^F 20		
	RC2	39.8				2 Φ^F 25		

注:1)2—2U ϕ^s 15.2 表示配置了 2 束公称直径为 15.2 mm 的无粘结预应力钢绞线,每束为 2 根;

2)受拉纵筋 Φ^F 20 和 Φ^F 25 钢筋屈服强度实测平均值分别为 556、569 MPa,相应的屈服应变取为 2 780、2 845 $\mu\epsilon$;

3)受拉、受压纵筋的混凝土保护层厚度分别为 30、25 mm。

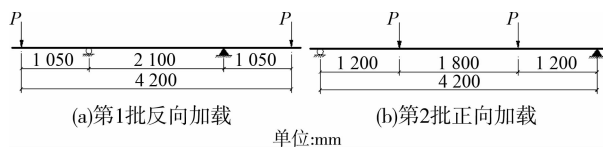


图2 加载简图

1.3 量测内容及方法

试验过程中量测的内容及方法为:1)采用压力传感器量测每根无粘结预应力筋两端的压力。2)采用电子位移计量测梁的挠度,测点布置在梁两端及跨中。3)采用钢筋应变片测量非预应力筋的应变 ϵ_s ,每根梁选择2根钢筋各布置2个钢筋应变片,测点布置在距离梁中线各200 mm的位置处。

2 主要试验结果

2.1 破坏特征

对于无粘结预应力混凝土试验梁,当荷载加至 $0.3P_u$ (P_u 为试验梁的极限荷载)左右时,用肉眼可在试验梁纯弯段的底面及两侧表面发现一条或多条裂缝,裂缝宽度均很小,侧表面的裂缝高度一般可达梁高的 $1/4$ 。随着荷载进一步增加,纯弯段裂缝逐渐增多,宽度也逐渐加大,且斜裂缝开始出现。当荷载增至 $0.6P_u$ 左右时,裂缝基本出齐。当荷载达到极限荷载 P_u 后,跨中区域裂缝迅速变宽,破坏较为突然,破坏时跨中受压区边缘混凝土严重压碎,且第一批未配置箍筋的试验梁的受压钢筋有明显压屈现象(图3)。

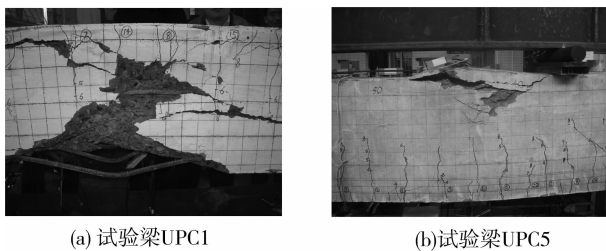


图3 无粘结预应力梁的破坏特征

2.2 跨中的弯矩与挠度

各试验梁跨中的弯矩 M 与挠度 f 的关系曲线如图4所示。由图4可看出:1)在达到极限状态之前, $M-f$ 曲线仍大致呈3段折线,但与非预应力梁相比,无粘结预应力梁的第3段折线明显偏短,且梁达到极限状态后的下降段较陡。2)与第2批梁比较,第1批梁的曲线的下降段更加陡,破坏更为突然。

无粘结预应力试验梁 $M-f$ 曲线的第1个转折

点处相应的弯矩 M_{f1} 约为极限弯矩的30%~40%,第2个转折点处相应的弯矩 M_{f2} 约为极限弯矩的87%~98%,而由文献[6]可知,配置335 MPa级钢筋的无粘结预应力梁的 M_{f1} 、 M_{f2} 与极限弯矩之比分别为19%~29%、58%~98%,均比试验结果偏小。

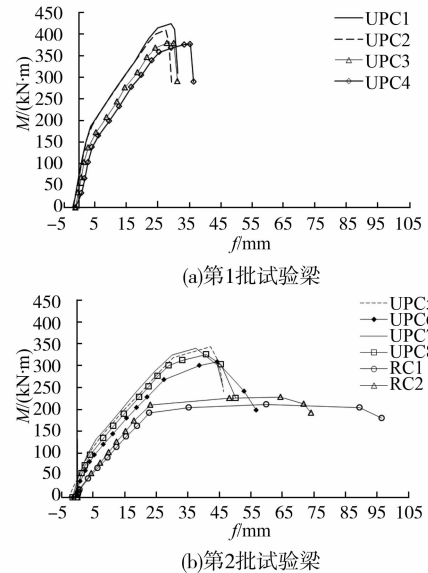


图4 试验梁跨中的弯矩与挠度关系

2.3 跨中弯矩与预应力筋应力增量

各试验梁跨中弯矩 M 与无粘结预应力筋应力增量 $\Delta\sigma_p$ 的关系曲线如图5所示,其中预应力增量取为各压力传感器测试结果的平均值,由于采用人工读数,部分试件未能采到极限预应力值。由图5可看出:1)在达到极限荷载之前,除试验梁UPC1和UPC2的 $M-\Delta\sigma_p$ 曲线大致呈2段折线外,其他试验梁的 $M-\Delta\sigma_p$ 曲线大致呈3段折线。2)对比试验梁UPC2和UPC1、UPC4和UPC3、UPC6和UPC5、UPC8和UPC7可知,当预应力筋布置形式相同时,随着 ξ_p 增大, $\Delta\sigma_{pu}$ 的增长速率减小。3)对比试验梁UPC5和UPC7、UPC6和UPC8可知,当 ξ_p 相同时,预应力筋布置形式对 $\Delta\sigma_{pu}$ 的增长速率影响不明显。

文献[6-13]中试验梁的极限预应力增量 $\Delta\sigma_{pu}$ 与 ξ_p 的关系如图6(a)所示,可以看出,当 $\xi_p \leq 0.30$ 时, $\Delta\sigma_{pu}$ 与 ξ_p 基本成线性关系,但当 $\xi_p > 0.30$ 时,二者的线性关系不明显。试验的无粘结预应力梁的 ξ_p 为0.34~0.43, $\Delta\sigma_{pu}$ 与 ξ_p 的关系如图6(b)所示,可见,对于配置HRBF500钢筋的无粘结预应力混凝土梁, $\Delta\sigma_{pu}$ 与 ξ_p 仍基本成线性关系,且随 ξ_p 增大, $\Delta\sigma_{pu}$ 减小。

2.4 跨中弯矩与受拉非预应力钢筋应变

各试验梁的跨中弯矩 M 与非预应力钢筋应变

ϵ_s 关系曲线如图 7 所示,其中 ϵ_s 为裂缝附近测点的钢筋应变值。由图 7 可见:1)在达到极限荷载之前,试验梁的 $M-\epsilon_s$ 曲线基本呈 2 段或 3 段折线。2)在试验梁达到极限状态之前,受拉的 HRBF500 钢筋均已屈服,即在无粘结预应力梁中,HRBF500 级钢筋的强度能够充分发挥。

达到第 1 个转折点,其次是 $M-\Delta\epsilon_p$ 曲线,最后是 $M-f$ 曲线,即梁出现裂缝后,首先直接影响到的是非预应力筋的应力值,然后影响到预应力筋应力值,而跨中挠度值的增量需要裂缝进一步发展后才会出现改变。2)当非预应力筋达到屈服应变时, $M-f$ 曲线和 $M-\Delta\epsilon_p$ 曲线均未达到第 2 个转折点。

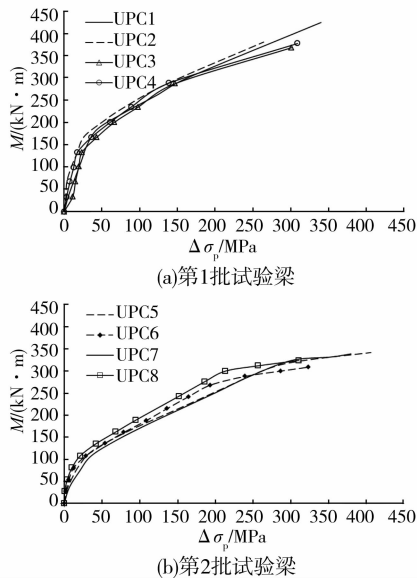


图 5 试验梁跨中弯矩与预应力筋预应力增量关系

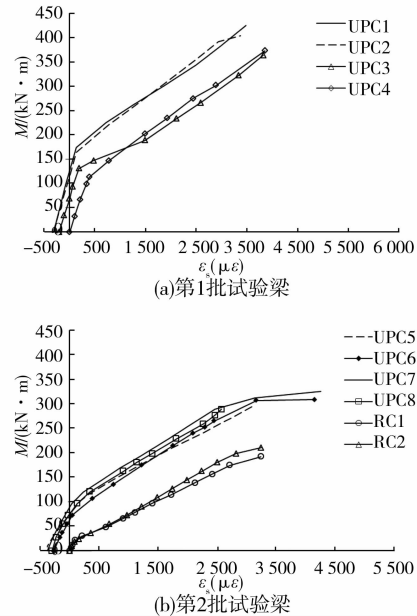


图 7 跨中弯矩与非预应力受拉筋应变关系

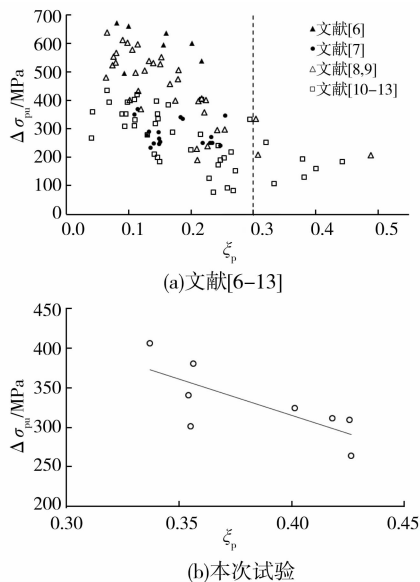


图 6 试验梁极限预应力增量与综合配筋指标关系

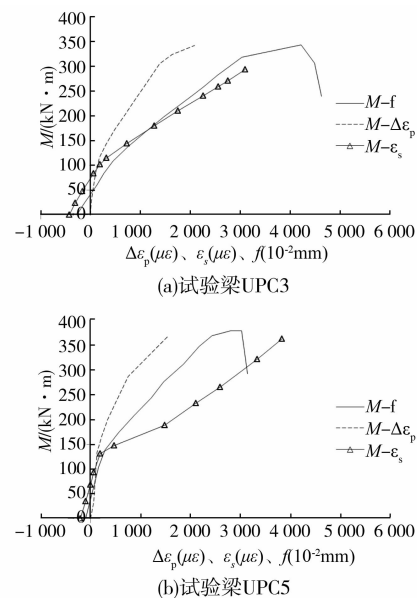


图 8 无粘结预应力梁 M 、 f 、 $\Delta\epsilon_p$ 、 ϵ_s 之间的关系

3 试验结果分析

3.1 承载力结果分析

3.1.1 M 、 f 、 $\Delta\epsilon_p$ 、 ϵ_s 之间的关系 对无粘结预应力试验梁的 $M-f$ 、 $M-\Delta\epsilon_p$ 、 $M-\epsilon_s$ 曲线进行对比后可知(图 8):1)在达到极限状态之前, $M-\epsilon_s$ 曲线首先

3.1.2 承载力影响因素分析 各试验梁的跨中实测极限弯矩 M_u 与相关参数 a_p 、 ξ_p 及预应力筋布置形式见表 2。由表可知:1)比较试验梁 UPC1 和 UPC2、UPC3 和 UPC4、UPC5 和 UPC6、UPC7 和 UPC8 可知,当预应力筋布置形式相同时,随着 ξ_p 增大, M_u 减小。2)比较试验梁 UPC1 和 UPC3、UPC2

表2 试验梁的极限弯矩与相关参数

梁编号	UPC1	UPC2	UPC3	UPC4	UPC5	UPC6	UPC7	UPC8
a_p /mm	90	150	90	150	89	147	86	146
ξ_p	0.35	0.43	0.36	0.43	0.34	0.40	0.36	0.42
预应力筋分布形式	集中	集中	分散	分散	分散	分散	集中	集中
M_u /($\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}$)	424.5	410.9	379.1	377.8	343.0	308.2	339.0	325.1

和 UPC4、UPC8 和 UPC6 可知,当 a_p 相同时,预应力筋分散布置会使 M_u 降低。

3.2 延性分析

采用跨中位移延性系数 μ_Δ 作为梁的延性评价指标,且位移延性系数 μ_Δ 按式(3)计算。

$$\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y \quad (3)$$

式中: Δ_u 为 $M-f$ 曲线下降段上取 85% 极限弯矩对应的跨中位移; Δ_y 为非预应力受拉纵筋屈服时对应的跨中位移,非预应力受拉纵筋屈服根据 $M-\epsilon_s$ 曲线判定。

根据式(3)计算的试验梁位移延性系数见表3。由表3可知:1)无粘结预应力试验梁 UPC1~UPC8 的位移延性系数为 1.30~1.99,平均为 1.67,非预应力试验梁 RC1、RC2 的位移延性系数分别为 4.68、3.43,平均为 4.05,即与非预应力梁相比,预应力梁的位移延性系数明显偏小;2)当预应力筋布置形式相同时,影响无粘结预应力筋混凝土梁位移延性的主要因素为综合配筋指标 ξ_p ,随着 ξ_p 增大,位移延性系数减小。

然而,文献[14]中的无粘结预应力试验梁的位移延性系数为 2.30~9.00,相应的非预应力筋屈服强度为 265.0~477.5 MPa, ξ_p 为 0.08~0.23,位移延性系数明显大于本次试验梁的结果。由此可见,对于配置 500 MPa 级钢筋的无粘结预应力梁,由于钢筋的屈服强度增大,相应的 Δ_y 也增大,导致位移延性系数减小。

4 承载力计算方法

4.1 受弯承载力计算方法

根据规范 GB 50010-2010,矩形截面单筋正截面受弯承载力可按式(4)计算。式(4)是在已知 $\Delta\sigma_{pu}$

下按平截面假定建立的,因此,确定无粘结预应力混凝土梁的受弯承载力 M_u 的关键是确定 $\Delta\sigma_{pu}$ 。

$$\begin{cases} \alpha_1 f_c b x = f_y A_s + (\sigma_{pe} + \Delta\sigma_{pu}) A_p \\ M_u = (\sigma_{pe} + \Delta\sigma_{pu}) A_p (h_p - \frac{x}{2}) + f_y A_s (h_s - \frac{x}{2}) \end{cases} \quad (4)$$

式中: $\Delta\sigma_{pu}$ 为无粘结预应力筋的极限预应力增量, $0 < \Delta\sigma_{pu} < f_{py} - \sigma_{pe}$; α_1 为与混凝土强度等级有关的计算系数; x 为受压区高度。

4.2 极限预应力增量计算方法

极限预应力增量 $\Delta\sigma_{pu}$ 是无粘结预应力梁受弯性能的一个重要指标,国内外学者已对其进行了大量的研究,提出了各种计算方法,而且相关标准也给出了 $\Delta\sigma_{pu}$ 的计算规定,但这些 $\Delta\sigma_{pu}$ 计算公式形式多样,未能统一。结合笔者及相关文献中的试验结果,对中国规范 GB 50010-2010 和美国规范 ACI 318-08^[15] 进行评估,并经回归分析得到了 $\Delta\sigma_{pu}$ 的建议公式。

对于单跨梁,中国规范 GB 50010-2010 的无粘结预应力筋的极限应力增量(记为 $\Delta\sigma_{pu}^{cl}$)的计算公式为式(5)。

$$\Delta\sigma_{pu}^{cl} = (240 - 335\xi_p) \cdot (0.45 + 5.5 \frac{h}{l_0}) \leq f_{py} - \sigma_{pe} \quad (5)$$

式中 h 为受弯截面高度。

对于跨高比小于等于 35 的梁,美国规范 ACI 318-08^[15] 的无粘结预应力筋的极限应力增量(记为 $\Delta\sigma_{pu}^{c2}$)计算公式为式(6)。

$$\Delta\sigma_{pu}^{c2} = 70 + \frac{f'_c b h_p}{100 A_p} \leq 420 \text{ MPa} \quad (6)$$

式中 f'_c 为混凝土圆柱抗压强度标准值(当混凝土强

表3 试验梁的位移延性系数

试验梁	UPC1	UPC2	UPC3	UPC4	UPC5	UPC6	UPC7	UPC8	RC1	RC2
Δ_y /mm	20.41	22.23	15.56	19.12	24.25	32.88	26.70	29.96	20.61	21.57
Δ_u /mm	30.98	28.85	30.98	36.11	45.23	50.35	44.82	47.14	96.49	73.89
$\mu_\Delta = \Delta_u / \Delta_y$	1.52	1.30	1.99	1.89	1.87	1.53	1.68	1.57	4.68	3.43

度等级小于 C50 时,取 $f'_c = 0.79f_{cu}$)。

本次试验梁的极限预应力增量的试验值与按中、美规范的计算值见表 4,表中 $\Delta\sigma_{pu}^t$ 为预应力增量的试验值。由表 4 可知,本次试验梁的极限应力增量试验值比中、美规范的计算值明显偏大, $\Delta\sigma_{pu}^{c1}/\Delta\sigma_{pu}^t$ 的平均值和变异系数分别为 0.35 和 0.095, $\Delta\sigma_{pu}^{c2}/\Delta\sigma_{pu}^t$ 的平均值和变异系数分别为 0.39 和 0.090。

表 4 极限应力增量试验值与规范计算值比较

梁编号	试验值 $\Delta\sigma_{pu}^t$ /MPa	方法 1 $\Delta\sigma_{pu}^{c1}$ /MPa	$\Delta\sigma_{pu}^{c1}/\Delta\sigma_{pu}^t$	方法 2 $\Delta\sigma_{pu}^{c2}$ /MPa	$\Delta\sigma_{pu}^{c2}/\Delta\sigma_{pu}^t$
UPC1	340	126.05	0.37	126.52	0.37
UPC2	264	100.91	0.38	117.10	0.44
UPC3	301	125.73	0.42	126.52	0.42
UPC4	309	101.14	0.33	117.10	0.38
UPC5	406	132.02	0.33	135.66	0.33
UPC6	324	109.68	0.34	125.11	0.39
UPC7	380	125.28	0.33	136.20	0.36
UPC8	311	103.86	0.33	125.29	0.40

笔者及文献[6-13]的试验结果与中、美规范中公式的计算结果比较见图 9。由图 9 可看出,试验梁的极限应力增量试验值比中、美规范中公式的计算值大,且试验值越大,偏差越大,同时总体来看计算值与试验值二者离散度较大, $\Delta\sigma_{pu}^{c1}/\Delta\sigma_{pu}^t$ 的平均值和变异系数分别为 0.61 和 0.501, $\Delta\sigma_{pu}^{c2}/\Delta\sigma_{pu}^t$ 的平均值和变异系数分别为 0.68 和 0.456。

为了得到与试验结果较吻合的计算公式,参考文献[16]的研究成果,建立了如式(7)所示的无粘结预应力梁预应力增量(记为 $\Delta\sigma_{pu}^{c3}$)计算公式。按式(7)的计算值与试验值的比较见图 10,其比值平均值为 0.99,变异系数为 0.490,当极限预应力增量试验值小于 450 MPa 时,二者符合较好。

$$\Delta\sigma_{pu}^{c3} = -540\xi_p - 500\xi_{pe} + 450 \quad (7)$$

$$\xi_{pe} = \frac{\sigma_{pe}A_p}{f_c b h_p} \quad (8)$$

4.3 承载力计算结果

当确定 $\Delta\sigma_{pu}$ 后,可将其代入式(4)中即可计算得到试验梁的受弯承载力。本次试验的 8 根预应力梁的受弯承载力的计算值与试验结果如表 5 所示,其中 M_u 为实测极限弯矩, M_u^{c1} 和 M_u^{c3} 分别为按规范 GB 50010-2010 中公式和按式(7)计算的极限预应力增量所确定的受弯承载力。由表 5 可知: 1) M_u^{c1}/M_u 的平均值和变异系数分别为 0.86 和 0.06, M_u^{c3}/M_u 的平均值和变异系数分别为 0.87 和

0.06。2)虽然 $\Delta\sigma_{pu}^{c1}$ 与 $\Delta\sigma_{pu}^{c3}$ 相差较大,但是 M_u^{c1} 与 M_u^{c3} 相差较小。

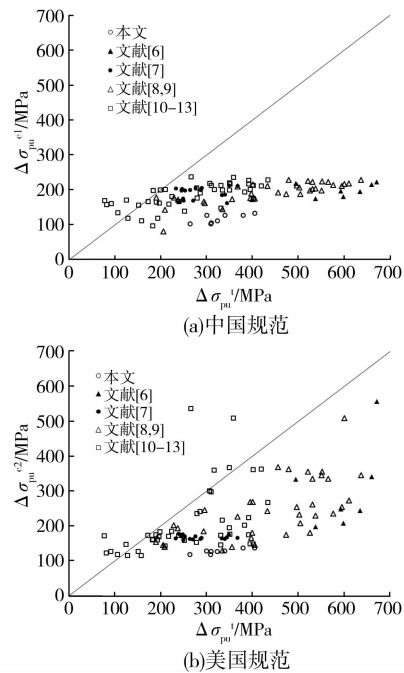


图 9 极限应力增量试验值与规范计算值比较

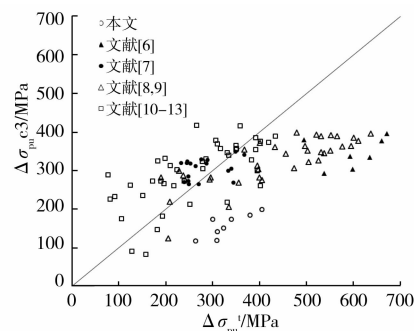


图 10 极限应力增量建议公式计算值与试验值比较

表 5 受弯承载力计算值与试验值比较

梁编号	M_u / (kN·m)	$\Delta\sigma_{pu}^t$ / MPa	M_u^{c1} / (kN·m)	M_u^{c1}/M_u	$\Delta\sigma_{pu}^{c3}$ / MPa	M_u^{c3} / (kN·m)	M_u^{c3}/M_u
UPC1	424.5	107.26	360.2	0.85	173.85	366.07	0.86
UPC2	410.9	78.29	323.4	0.79	117.25	324.94	0.79
UPC3	379.1	106.89	360.7	0.95	172.90	366.57	0.97
UPC4	377.8	78.56	323.2	0.86	117.94	324.73	0.86
UPC5	343.0	116.16	290.2	0.85	198.71	296.80	0.87
UPC6	308.2	90.80	264.0	0.86	151.00	267.15	0.87
UPC7	339.0	108.52	300.8	0.89	184.35	306.60	0.90
UPC8	325.1	84.20	269.3	0.83	141.11	272.08	0.84

5 结 论

通过试验研究及与相关文献试验结果对比,对配置 HRBF500 钢筋的无粘结预应力混凝土梁的受弯承载力性能,可以得到以下结论:

1)在达到极限状态之前,试验梁 $M-f$ 曲线仍大致呈三折线,且非预应力受拉纵筋均能屈服,但梁的破坏较为突然。

2)试验梁的极限预应力增量 $\Delta\sigma_{pu}$ 试验值与综合配筋指标 ξ_p 仍基本成线性关系,而且随 ξ_p 增大, $\Delta\sigma_{pu}$ 减小。 $\Delta\sigma_{pu}$ 的试验值与按中国规范 GB 50010—2010 和美国规范 ACI 318—08 中公式的计算值明显偏大。

3)根据笔者及相关文献中的试验结果,分析得到了 $\Delta\sigma_{pu}$ 的计算建议公式,当 $\Delta\sigma_{pu}$ 试验值小于 450 MPa 时,该式的计算值与试验值符合较好。

4)无粘结预应力试验梁的跨中位移延性系数均较小,平均为 1.67,且随 ξ_p 的增大而减小。以延性为目标的极限预应力增量取值有待进一步研究。

参考文献:

- [1] GB 50010—2010 混凝土结构设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010.
- [2] 王铁成,李艳艳,戎贤. 配置 500 MPa 钢筋的混凝土梁受弯性能试验[J]. 天津大学学报,2007,40(5): 507-511.
WANG Tiecheng, LI Yanyan, RONG Xian. Test for bending behavior of reinforced concrete beam with 500 MPa steel bar [J]. Journal of Tianjin University, 2007, 40(5):507-511.
- [3] 李志华,苏小卒,赵勇. 配置 500 MPa 钢筋的混凝土梁受弯性能试验研究[J]. 南昌大学学报:工科版,2010,32(1):40-44.
LI Zhihua, SU Xiaozu, ZHAO Yong. Experimental research on flexural behavior of reinforced concrete beams with 500 MPa steel bars [J]. Journal of Nanchang University: Engineering & Technology, 2010, 32(1):40-44.
- [4] 赵进阶. 配 HRBF500 级钢筋混凝土梁受弯性能试验研究[D]. 北京:北京工业大学,2008.
- [5] JGJ 92—2004 无粘结预应力混凝土结构技术规程[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2005.
- [6] 宋永发,王清湘. 无粘结部分预应力高强混凝土梁正截面承载力计算[J]. 大连理工大学学报,1996,36(2): 224-229.
SONG Yongfa, WANG Qingxiang. Calculation of normal section strength of unbounded partially prestressed concrete beams with high strength concrete [J]. Journal of Dalian University of Technology, 1996, 36(2):224-229.
- [7] 刘健行. 无粘结部分预应力砼梁受弯承载力计算[J]. 建筑结构学报,1992,13(6):30-40.
LIU Jianxing. Calculation of flexural capacity of unbounded partially prestressed concrete beams [J]. Journal of Building Structures, 1992, 13(6):30-40.
- [8] 杜拱辰,陶学康. 部分预应力混凝土梁无粘结筋极限应力的研究[J]. 建筑结构学报,1985,6(6):2-13.
DU Gongchen, TAO Xuekang. A study of the ultimate stress of unbounded tendons in partially prestressed concrete beams [J]. Journal of Building Structures, 1985, 6(6):2-13.
- [9] 王逸,杜拱辰,刘永颐. 跨中集中荷载下部分预应力梁无粘结筋极限应力的研究[J]. 建筑结构学报,1991,12(6):42-52.
WANG Yi, DU Gongchen, LIU Yongyi. Ultimate stress in unbounded tendons of partially prestressed concrete beams under mid-span loading [J]. Journal of Building Structures, 1991, 12(6):42-52.
- [10] Tam A, Pannell F N. The ultimate moment of resistance of unbonded partially prestressed reinforced concrete beams [J]. Magazine of Concrete Research, 1976, 28(97):203-208.
- [11] Mattock A H, Yamakazi J, Kattula B T. Comparative study of prestressed concrete beams with and without bond [J]. ACI Journal, 1971, 68(2): 116-125.
- [12] Campbell T I, Chouinard K L. Influence of non-prestressed reinforcement on the strength of unbonded partially prestressed concrete members [J]. ACI Structural Journal, 1991, 88(5):546-551.
- [13] Harajli M H, Kanj M Y. Ultimate flexural strength of concrete members prestressed with unbonded tendons [J]. ACI Structural Journal, 1991, 88(6):663-673.
- [14] 宋永发,宋玉普. 无粘结部分预应力高强混凝土梁延性试验研究[J]. 大连理工大学学报,2002,42(5):586-589.
SONG Yongfa, Song Yupu. Experimental research on ductility of unbounded partially prestressed high strength concrete beams [J]. Journal of Dalian University of Technology, 2002, 42(5):586-589.
- [15] ACI Committec 318. ACI 318-08. Building code requirements for structural concrete and commentary [S]. Michigan: American Concrete Institute, 2008.
- [16] 郑文忠,王晓东,王英. 无粘结筋极限应力增量计算公式对比分析[J]. 哈尔滨工业大学学报,2009,41(10): 7-13.
ZHENG Wenzhong, WANG Xiaodong, WANG Ying. Comparison of formulas for calculating the ultimate stress increment in unbounded tendons [J]. Journal of Harbin Institute of Technology, 2009, 41(10):7-13.