

doi:10.3969/j.issn.1674-4764.2013.02.007

细晶粒高强钢筋混凝土梁受弯性能试验与参数分析

葛文杰¹, 张继文², 曹大富¹, 戴航²

(1. 扬州大学建筑科学与工程学院, 江苏扬州 225127; 2. 东南大学土木工程学院, 南京 210096)

摘要:为研究配置了细晶粒高强钢筋混凝土梁的受弯性能, 制作了 HRBF400、HRBF500 级钢筋混凝土矩形截面梁各 4 根进行静力抗弯试验。研究表明 HRBF 筋混凝土梁在短期荷载作用下的最大裂缝宽度实测值满足规范要求, 但计算值不满足。HRBF400 级钢筋混凝土梁在正常使用条件下的挠度能满足规范要求, HRBF500 级钢筋混凝土梁不能够满足规范要求。推导了 HRBF 筋混凝土梁在裂缝/挠度控制条件下的承载力计算公式, 提出了构件承载力利用系数的概念, 分析了钢筋强度、钢筋直径、混凝土强度、配筋率、混凝土保护层厚度、高跨比对构件承载力利用系数的影响。在经济配筋率范围内, HRBF 筋混凝土梁的延性基本满足要求。HRBF 筋混凝土梁的耗能能力在较低配筋率时与普通钢筋混凝土梁相近, 但随着配筋率的提高, 其耗能能力较普通钢筋混凝土梁降低的快。同配筋率下, HRBF 筋混凝土梁在弹性阶段的耗能能力较普通钢筋混凝土梁要高, 且随着配筋率的增大而提高。

关键词:混凝土梁; 细晶粒高强钢筋; 受弯; 挠度; 裂缝; 延性

中图分类号: TU375.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 1674-4764(2013)02-0038-08

Experimental and Parametric Analysis of the Flexural Behavior of HRBF RC Beams

Ge Wenjie¹, Zhang Jiwen², Cao Dafu¹, Dai Hang²

(1. College of Civil Science and Engineering, Yangzhou University, Yangzhou 225127, Jiangsu, P. R. China;

2. College of Civil Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, P. R. China)

Abstract: In order to investigate the flexural behavior of concrete beams reinforced with high strength hot rolled bars of fine grains, static bending test on four rectangle cross-section HRBF400, HRBF500 RC beams was conducted. The results show that the experimental maximum crack width under short-term load meets the requirement of current code while calculated value does not meet; mid-span deflection of RC beams with HRBF400 under short-term load still meets the requirement of current code while RC beams with HRBF500 does not meet. Bearing capacity calculating formula under conditions of crack/deflection control was proposed and conception of component's bearing capacity utilization coefficient (BCUC) was put forward. The influences of reinforcement strength, reinforcement diameter, concrete grade, reinforcement ratio, concrete cover thickness and high-span ratio on BCUC were analyzed. Within the range of economic reinforcement ratio, ductility of HRBF RC beams meets the requirement. Energy dissipation capacity of HRBF RC beams is similar to that of normal RC beams at low reinforcement ratio but it decreases faster than normal RC beams with the increasing of reinforcement ratio. Energy dissipation capacity of HRBF RC beams is higher than that of normal RC concrete beams in elastic stage and it

收稿日期: 2012-06-30

基金项目: 国家 863 高技术研究发展计划(2007AA03Z550、2008AA030704); 国家自然科学基金(51278445)

作者简介: 葛文杰(1986-), 男, 博士, 主要从事混凝土结构研究, (E-mail) jshagwj@yahoo. cn。

张继文(通信作者), 男, 教授, 博士生导师, (E-mail) jwzhang@vip. 163. com。

enhances with the increasing of reinforcement ratio.

Key words: concrete beams; high strength hot rolled bars of fine grains; flexural; deflection; crack; ductility

随着经济的发展,高强度钢筋在混凝土结构中得到了广泛使用。目前在国际上使用的是 400 MPa 等级以上建筑钢筋,中国混凝土结构设计规范 GB 50010—2010 已将 HRBF400 级、HRBF500 级钢筋列为现行混凝土结构的主导钢筋。高强度钢筋虽然提高了钢筋的强度和结构的承载力,降低了用钢量,但是,使用高强度钢筋可能会造成钢筋混凝土构件出现较大裂缝或挠度而无法正常使用极限状态的要求。配置高强度钢筋的混凝土结构在正常使用阶段能否满足结构适用性和耐久性的要求,是高强度钢筋应用于实际工程应解决的重要问题之一。因此,研究高强度钢筋混凝土结构的受力性能具有重要的理论和工程实际意义。

其他国家学者对高强度钢筋混凝土梁的研究较早,Guralnick^[1]对高强钢筋 T 形截面混凝土梁受弯性能进行了研究,Hognestad 等^[2]、Kaar 等^[3]、Timms^[4]对高强钢筋混凝土梁受弯、裂缝性能进行了研究,Kyoto 等^[5]对单向和反复加载下高强钢筋混凝土梁在正常使用极限状态和承载力极限状态下的结构性能进行了研究,Matsumoto 等^[6]对配置了 11 种钢筋类型的 T 形截面高强钢筋混凝土梁进行了研究,Lorrain 等^[7]对高强钢筋混凝土梁进行了数值模拟分析,Mast 等^[8]提出了一种适用于高强钢筋混凝土梁承载力的计算方法。中国对于高强钢筋混凝土梁的研究基本处于起步阶段。天津大学的王铁成等^[9]、李艳艳等^[10]对配置 500 MPa 钢筋的混凝土梁和配有蒙皮钢筋的梁受弯、受剪性能进行了试验研究。青岛理工大学的王命平等^[11]通过对比试验研究,建议 500 MPa 级带肋碳素钢筋混凝土简支梁的挠度、裂缝均按现行规范进行计算,但挠度值应乘以扩大系数 $f_y/300$ (建议取 $f_y=420$ MPa)。华侨大学的王全凤等^[12]分析了 HRB500 级钢筋和高强混凝土匹配下的梁的破坏形态、变形特点和承载性能。同济大学的苏小卒等^[13]、李志华等^[14]、赵勇等^[15]对高强钢筋混凝土梁和配表层钢筋的高强钢筋混凝土梁的短期裂缝、刚度进行了研究。江苏大学的陆春华等^[16]建议从降低最大裂缝宽度保证率和调整计算钢筋应力 2 个方面对配置 HRB500 高强钢筋的受弯构件裂缝宽度计算方法进行适当的修正。

目前中国大部分研究者根据试验研究对钢筋混凝土结构设计理论中的某些参数(如构件受力特征系数 a_{cr} , 平均裂缝间距计算公式中的系数,长期荷

载作用下的裂缝宽度扩大系数 τ_1 , 钢筋应变不均匀系数 ψ 等)进行了修正,或将计算公式乘以修正系数(如挠度乘以 $f_y/300$ 、1.25, 最大裂缝宽度乘以 0.9, 相对承载力刚度修正系数 a_B)。本文从正常使用极限状态出发,推导了裂缝/挠度控制条件下的承载力计算公式并进行了参数分析,并对梁的延性及耗能性能也进行了分析。

1 试验概况

设计制作了 HRBF400 级钢筋、HRBF500 级钢筋混凝土梁弯曲破坏构件各 4 根,构件的截面尺寸及配筋见表 1。钢筋的力学性能见表 2。

表 1 构件尺寸及配筋

试件号	l / mm	$b \times h$ / mm ²	A_s	$\rho/\%$	A_s'	A_{sv}	f_c /MPa
B4A	3000	180×300	2ΦF12	0.47	2ΦF8	Φ10@100	27.8
B4B	3000	180×300	3ΦF12	0.70	2ΦF8	Φ10@100	27.8
B4C	3000	180×300	ΦF12+2ΦF16	1.07	2ΦF8	Φ10@50	27.8
B4D	3000	180×300	ΦF12+3ΦF16	1.49	2ΦF8	Φ10@50	27.8
B5A	3000	180×300	3ΦF16	1.25	2ΦF8	Φ12@100	31.3
B5B	3000	180×300	3ΦF20	1.97	2ΦF8	Φ12@50	31.3
B5C	3000	180×300	4ΦF20	2.63	2ΦF8	Φ12@50	31.3
B5D	3000	180×300	4ΦF25	4.15	2ΦF8	Φ12@50	31.3

注: 1) B4A~B4D, HRBF400 级钢筋, C40 混凝土; B5A~B5D, HRBF500 级钢筋, C50 混凝土。2) Φ表示 HRB335 级钢筋, Φ表示 HRBF400 级钢筋, Φ表示 HRBF500 级钢筋。3) 混凝土保护层为 25 mm。

表 2 钢筋力学性能

钢筋类型	钢筋直径 D /mm	屈服强度 f_y /MPa	抗拉强度 f_u /MPa	强屈比 f_u/f_y	弹性模量 E_s /GPa	延伸率/ %
HRBF400	8	404	579	1.38	185	31.7
HRBF400	12	405	558	1.38	185	32.2
HRBF400	16	452	603	1.33	185	29.6
HRBF500	8	500	649	1.30	195	27.5
HRBF500	16	502	628	1.25	195	27.5
HRBF500	20	524	642	1.23	195	25.5
HRBF500	25	521	659	1.26	195	28.0

2 裂缝性能

2.1 最大裂缝宽度计算

试验测得试验梁在短期荷载作用下最大裂缝宽

度随荷载的变化曲线如图 1 所示。

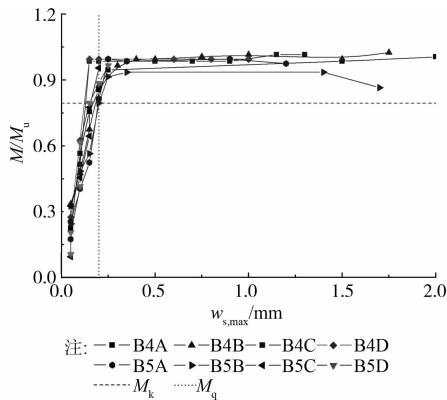


图 1 各试验梁荷载-裂缝宽度曲线

从图 1 可以看出,细晶粒高强钢筋混凝土梁开裂时初始裂缝宽度很小,从开裂荷载到屈服荷载,裂缝宽度近似按线性增大,达到屈服荷载后裂缝宽度急剧增大;混凝土结构设计规范 GB 50010—2002 在计算最大裂缝宽度时取荷载效应的标准组合,一般情况下荷载效应标准组合约为极限荷载的 80%,试验梁在达到短期荷载最大裂缝宽度控制值 $w_{s,max} = 0.2 \text{ mm}$ 时, M/M_u 的值基本大于 0.8。混凝土结构设计规范 GB 50010—2010 在计算最大裂缝宽度时取荷载效应的准永久组合,一般情况下荷载效应准永久值为标准值的 80%,试验梁在达到短期荷载最大裂缝宽度控制值 $w_{s,max} = 0.2 \text{ mm}$ 时, M/M_u 的值全部大于 0.64。表明在正常使用条件下,HRBF 钢筋混凝土梁在荷载效应的标准组合下和准永久组合下裂缝宽度都满足规范要求。

矩形截面钢筋混凝土受弯构件在短期荷载作用下的最大裂缝宽度(mm)可按下列公式计算:

$$w_{\max} = a_{\text{cr}} \psi \frac{\sigma_s}{E_s} l_{\text{cr}} \quad (1)$$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \frac{f_{\text{tk}}}{\rho_{\text{te}} \sigma_s} \quad (2)$$

$$l_{\text{cr}} = \beta(1.9c + 0.08 \frac{d_{\text{eq}}}{\rho_{\text{te}}}) \quad (3)$$

$$d_{\text{eq}} = \frac{\sum n_i d_i^2}{\sum n_i v_i d_i} \quad (4)$$

$$\rho_{\text{te}} = \frac{A_s}{A_{\text{te}}} \quad (5)$$

式中: a_{cr} 为构件受力特征系数,对受弯构件,2002 版规范与 2010 版规范规定短期荷载作用下的取值分别为 1.4 和 1.27; ψ 为裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数,当 $\psi < 0.2$ 时,取 $\psi = 0.2$ 。当 $\psi > 1$ 时,取 $\psi = 1$; σ_s 为纵向受拉钢筋的应力; E_s 为钢筋弹性模量。 β 为构件受力特征系数,对于受弯构件, $\beta = 1.0$; c 为最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区底边的距离,mm。当 $c < 20$ 时,取 $c = 20$ 。当 $c > 65$ 时,取 $c = 65$; d_{eq} 为受拉区纵向钢筋的等效直径,mm; d_i 为受拉区第 i 种纵向钢筋的公称直径,mm; n_i 为受拉区第 i 种纵向钢筋的根数; v_i 为受拉区第 i 种纵向钢筋的相对粘结特性系数。 ρ_{te} 为按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率,在最大裂缝宽度计算中,当 $\rho_{\text{te}} < 0.01$ 时,取 $\rho_{\text{te}} = 0.01$; A_{te} 为有效受拉混凝土截面面积; A_s 为受拉区纵向非预应力钢筋截面面积。

钢筋混凝土受弯构件受拉区纵向钢筋的应力可按式(6)试算。

$$\sigma_s = \frac{M}{0.87h_0 A_s} \quad (6)$$

短期荷载作用下的最大裂缝宽度的理论计算值与与试验实测值对比见表 3。

表 3 短期荷载作用下最大裂缝宽度

编号	M/M_u	$\sigma_{s,e}/$ ($\text{N} \cdot \text{mm}^{-2}$)	$\sigma_{s,t}/$ ($\text{N} \cdot \text{mm}^{-2}$)	$\sigma_{s,t}/$ $\sigma_{s,e}$	$w_{\max, se}/$ mm	GB 50010—2002		GB 50010—2010	
						$w_{\max, st}/$ mm	$w_{\max, st}/$ $w_{\max, se}$	$w_{\max, st}/$ mm	$w_{\max, st}/$ $w_{\max, se}$
B4A	0.53	204	255	1.25	0.10	0.11	1.07	0.10	0.97
	0.71	304	340	1.12	0.15	0.21	1.39	0.19	1.26
	0.8	352	383	1.09	0.2	0.26	1.30	0.23	1.17
	0.89	418	405	0.97	0.25	0.27	1.09	0.25	0.98
B4B	0.46	154	199	1.29	0.10	0.07	0.72	0.07	0.65
	0.66	248	284	1.15	0.15	0.16	1.05	0.14	0.95
	0.85	310	366	1.18	0.20	0.24	1.20	0.22	1.09
	0.94	399	403	1.01	0.30	0.26	0.88	0.24	0.80
B4C	0.51	197	226	1.15	0.10	0.13	1.27	0.12	1.15
	0.97	401	405	1.01	0.20	0.29	1.46	0.26	1.32

续表 3

编号	M/M_u	$\sigma_{s,e}/$ ($N \cdot mm^{-2}$)	$\sigma_{s,t}/$ ($N \cdot mm^{-2}$)	$\sigma_{s,t}/$ $\sigma_{s,e}$	$w_{max, se}/$ mm	GB 50010—2002		GB 50010—2010	
						$w_{max, st}/$ mm	$w_{max, st}/$ $w_{max, se}$	$w_{max, st}/$ mm	$w_{max, st}/$ $w_{max, se}$
B4D	0.28	83	122	1.47	0.05	0.05	0.93	0.04	0.84
	0.63	250	271	1.08	0.10	0.16	1.61	0.15	1.46
	1.00		405		0.20	0.27	1.37	0.25	1.24
B5A	0.26	110	146	1.32	0.05	0.05	1.04	0.05	0.94
	0.41	176	227	1.29	0.10	0.12	1.20	0.11	1.08
	0.53	235	291	1.24	0.15	0.17	1.16	0.16	1.05
	0.82	405	453	1.12	0.2	0.31	1.54	0.28	1.40
	1.00	480	502	1.05	0.25	0.35	1.40	0.32	1.26
B5B	0.25	86	124	1.45	0.05	0.05	1.06	0.05	0.96
	0.33	126	166	1.32	0.05	0.08	1.67	0.08	1.51
	0.50	203	249	1.22	0.10	0.14	1.45	0.13	1.31
	0.58	250	290	1.16	0.15	0.18	1.17	0.16	1.06
	0.83	371	414	1.12	0.20	0.27	1.33	0.24	1.21
	0.95	434	477	1.10	0.25	0.31	1.25	0.28	1.13
	0.98	474	491	1.04	0.35	0.32	0.92	0.29	0.83
B5C	0.33	140	155	1.11	0.05	0.07	1.50	0.07	1.36
	0.47	202	218	1.08	0.10	0.12	1.15	0.10	1.04
	0.67	286	311	1.09	0.15	0.18	1.17	0.16	1.06
	0.80	351	373	1.06	0.15	0.22	1.43	0.19	1.3
	1.00	454	466	1.03	0.20	0.27	1.36	0.25	1.23
B5D	0.21	66	80	1.22	0.05	0.03	0.65	0.03	0.59
	0.42	146	161	1.10	0.10	0.08	0.80	0.07	0.73
	0.63	215	241	1.12	0.10	0.13	1.28	0.12	1.16
	0.82	283	311	1.10	0.15	0.17	1.12	0.15	1.01
	0.92	324	351	1.08	0.20	0.19	0.94	0.17	0.85
	1.00	356	382	1.07	0.25	0.21	0.82	0.19	0.74

由表 3 并结合图 1 可以看出,当 M/M_u 的值达到 0.8 时,短期荷载作用下的最大裂缝宽度实测值 $w_{max, se}$ 均小于 0.2 mm,表明 HRBF 筋混凝土梁在正常使用条件下裂缝宽度满足规范要求,但当 M/M_u 的值还未达到 0.8 时,根据规范计算出的短期荷载作用下的最大裂缝宽度值 $w_{max, se}$ 基本大于 0.2 mm; 2002 版规范关于短期荷载作用下最大裂缝宽度的计算值与实测值比值的均值为 1.19,变异系数为 0.21,2010 版规范关于短期荷载作用下最大裂缝宽度的计算值与实测值比值的均值为 1.07,变异系数为 0.21,理论值普遍大于实测值。

2.2 裂缝控制下承载力计算

短期荷载作用下最大裂缝宽度应满足

$$w_{max} \leq w_{min} \quad (7)$$

将式(1)~(6)代入可得由最大裂缝宽度控制的承载力计算公式为:

当 $M < 0.35f_t b h_0^2$ 时,

$$M_{u_{max}} = \frac{4.35E_s \rho b h_0^2 w_{lim}}{\alpha_{cr}(1.9c + 0.08d_{eq}/\rho_{te})} \quad (8)$$

当 $0.35f_t b h_0^2 \leq M \leq 3.11f_t b h_0^2$ 时,

$$M_{u_{max}} = 0.28f_t b h_0^2 + \frac{0.79E_s \rho b h_0^2 w_{lim}}{\alpha_{cr}(1.9c + 0.08d_{eq}/\rho_{te})} \quad (9)$$

当 $M > 3.11f_t b h_0^2$ 时,

$$M_{u_{max}} = \frac{0.87E_s \rho b h_0^2 w_{lim}}{\alpha_{cr}(1.9c + 0.08d_{eq}/\rho_{te})} \quad (10)$$

将计算所得的由最大裂缝宽度控制的承载力除以构件的极限承载力得 M/M_u , 称为构件承载力利用系数。由式(8)~(10)可计算得到不同钢筋直径、混凝土保护层厚度下不同配筋率构件的承载力利用系数。其中,图 2 为 HRBF400、HRBF500 级钢筋混凝土梁,钢筋直径分别取 16、20 mm,混凝土保护层厚度分别取 20、30 mm,混凝土强度分别取 C40、C50 时构件承载力利用系数随配筋率变化曲线,图中第 1 个数值代表钢筋强度,第 2 个代表钢筋直径,第 3 个代表混凝土保护层厚度,第 4 个代表混凝土强度等级。

从图 2 可以看出,随着配筋率的增大,承载力利用系数逐渐提高,构件由裂缝控制逐渐转变为由承载力控制;随着钢筋直径的增大,承载力利用系数逐渐降低;随着混凝土保护层厚度的增大,承载力利用系数逐渐降低;混凝土强度等级对构件承载力利用系数的影响不大;HRBF500 级钢筋承载力利用系数要较 HRBF400 级钢筋低,即随着钢筋强度等级的提高,承载力利用系数有所降低。

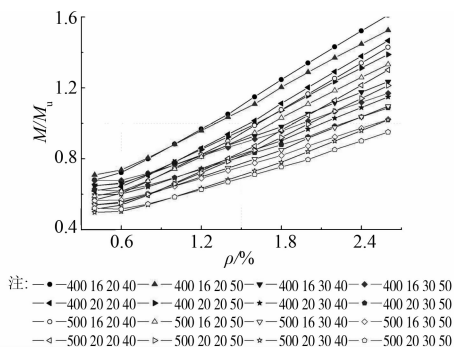


图 2 各参数对构件承载力利用系数的影响

综上所述,设计 HRBF 钢筋混凝土梁时,在满足承载力和耐久性条件下可选用小直径钢筋、较小混凝土保护层厚度来提高构件的承载力利用系数。

3 挠度性能

3.1 挠度计算

各试验梁在不同等级荷载作用下的挠度与跨度的比值如图 3 所示。

钢筋混凝土梁在长期荷载作用下的的挠度控制值 $f/l_0 \leq 1/200$, 试验为短期加载,无法考虑荷载的长期作用,取荷载效应准永久值为标准值的 80%、准永久组合系数为 0.8,2002 版规范在计算变形时取荷载效应标准组合,可得在短期荷载作用下的挠度控制值为 $f/l_0 \leq 1/360$ 。从图 3 可以看出,HRBF400 钢筋混凝土梁 M/M_u 在达到 0.8 时 f/l_0 未

超过限值,而 HRBF500 钢筋混凝土梁 M/M_u 在未达到 0.8 时 f/l_0 已经超过限值;新修订的 2010 版规范为推广细晶粒高强钢筋在工程中的应用,在计算变形时取荷载效应准永久组合,可得在短期荷载作用下的挠度控制值为 $f/l_0 \leq 1/400$,从图 3 可以看出,HRBF400 钢筋混凝土梁 M/M_u 在达到 0.64 时 f/l_0 未超过限值,而 HRBF500 钢筋混凝土梁 M/M_u 在未达到 0.64 时 f/l_0 已经超过限值。说明 HRBF400 钢筋混凝土梁的挠度能够满足规范要求,而 HRBF500 级混凝土梁不能够满足规范要求,在设计时要加强对挠度进行验算。

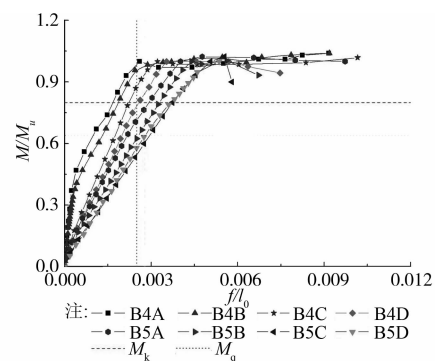


图 3 各试验梁荷载-跨中挠度宽度曲线

在荷载作用下,简支梁跨中挠度计算公式为:

$$f = a \frac{Ml_0^2}{B_s} \quad (11)$$

其中: a 为系数,与荷载的作用形式有关; M 为跨中最大弯矩; l_0 为计算跨度; B_s 为短期荷载作用下构件最大弯矩处的截面刚度,混凝土结构设计规范规定其计算公式如式(12)。

$$B_s = \frac{E_s A_s h_0^2}{1.15\psi + 0.2 + \frac{6\alpha_E \rho}{1 + 3.5\gamma_f}} \quad (12)$$

式中: ρ 为纵向受拉钢筋配筋率; γ_f 为受压翼缘截面面积与腹板有效截面面积的比值。

各试验梁在短期荷载作用下挠度实测值与根据规范计算的理论值对比见图 4(以试件 B4D、B5D 为例),其中, E 表示试验实测值, T 表示规范计算值。从图 4 可以看出,理论计算值与试验实测值吻合较好,且规范计算值基本大于试验实测值,偏于安全。

3.2 挠度控制下承载力计算

为满足正常使用条件下的适用性的要求,对结构构件其最大挠度进行控制

$$f \leq \beta l_0 \quad (13)$$

式中: f 为荷载作用下的最大挠度; l_0 为构件的计算跨度, β 为系数,对于不同结构形式、不同跨度取相应的值。

由式(11)与式(13)可得,由挠度控制的荷载设计值为:

$$M \leq \frac{\beta B_s}{\alpha l_0} \quad (14)$$

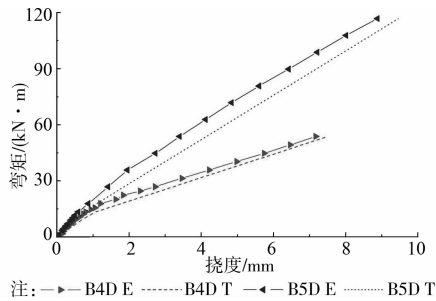


图 4 挠度实测值与计算值比较

将式(12)代入并整理得:

当 $M < 0.35 f_t b h_0^2$ 时,

$$M_t = \frac{\beta}{\alpha l_0} \frac{E_s \rho b h_0^2}{0.43 + 6\alpha_E \rho} \quad (15)$$

当 $0.35 f_t b h_0^2 \leq M \leq 3.11 f_t b h_0^2$ 时,

$$M_t = \frac{\frac{\beta E_s \rho b h_0^3}{\alpha l_0} + 0.36 f_t b h_0^2}{1.28 + 6\alpha_E \rho} \quad (16)$$

即

$$\rho \geq \frac{1.465M - 0.36 f_t b h_0^2}{\frac{\beta E_s b h_0^3}{\alpha l_0} - 6\alpha_E M} \quad (17)$$

当 $M > 3.11 f_t b h_0^2$ 时,

$$M_t = \frac{\beta}{\alpha l_0} \frac{E_s \rho b h_0^2}{1.35 + 6\alpha_E \rho} \quad (18)$$

同裂缝控制条件下构件的承载力利用系数,可得挠度控制条件下构件的承载力利用系数。由式(15)~(18)可计算得到不同高跨比、混凝土强度等级下随着配筋率的变化构件的承载力利用系数。

图 5 为 HBRF400 级钢筋、HBRF500 级钢筋混凝土梁,高跨比分别取 1/8、1/10,混凝土强度分别取 C40、C50 时,构件的承载力利用系数随着配筋率变化曲线。由图 5 可以看出,随着配筋率的提高,构件的承载力利用系数逐渐降低并趋于稳定,构件由承载力控制转变为由挠度控制;随着高跨比的减小,构件的承载力利用系数逐渐降低;混凝土强度对构件的承载力利用系数影响不大;HBRF500 级构件的承载力利用系数较 HBRF400 级构件低,即随着钢筋强度等级的提高,构件的承载力利用系数有所降低。

4 延性及耗能性能

延性是指截面或构件在承载能力没有显著下降

的情况下承受变形能力,或者说延性的含义是破坏以前截面或者构件能承受很大的后期变形。常用来 Δ_u/Δ_y 、 φ_u/φ_y , 或者 θ_u/θ_y 表示延性比,延性比大说明截面或构件的延性好,反之延性就较差。脆性破坏是到达最大承载能力后,突然破坏,后期变形能力很小。

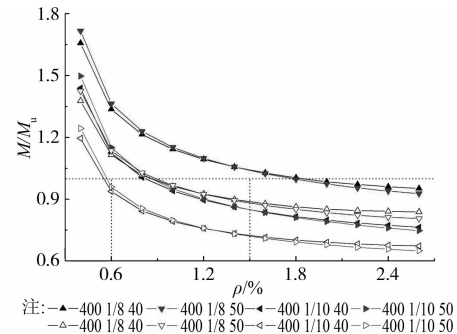


图 5 各参数对构件承载力利用系数的影响

$$u_s = \varphi_u / \varphi_y \quad (19)$$

借助计算机计算程序,可求出弯矩-曲率关系。将求得的数值代入式(19)求得构件的延性 u_s 随配筋率 ρ 的变化如图 6 所示,其中,C40 335 表示混凝土强度等级为 C40、钢筋强度为 HRB335,其它类似。构件截面尺寸采用本次试验设计尺寸,材料强度均采用本次试验实测值。

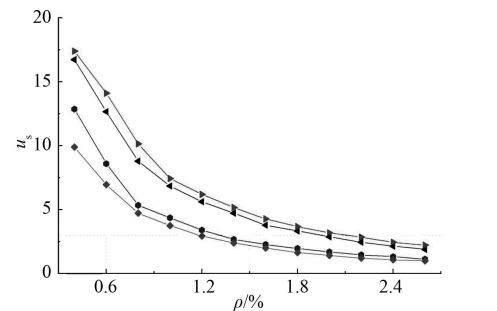


图 6 构件延性随配筋率变化曲线

普通钢筋混凝土结构设计中要求延性在 3 以上,根据图 6 可以看出,在经济配筋率范围内,HRBF 筋混凝土梁的延性基本能满足要求。

$M-\varphi$ 曲线下面所包含的面积代表“吸收的能量”,如近似地取屈服弯矩等于极限弯矩,并且忽略屈服前裂缝的影响,这样 $M-\varphi$ 曲线下吸收的能量可用下式计算

$$w_s = M_y (\varphi_u - \varphi_y / 2) \quad (20)$$

钢筋屈服前吸收的能量可用下式计算

$$w_e = M_y \varphi_y / 2 \quad (21)$$

式中: Δ_y 、 φ_y 、 θ_y 分别为钢筋屈服时变形、曲率、转角;

Δ_u 、 φ_u 、 θ_u 分别为破坏时的变形、曲率、转角； M_y 为钢筋屈服时的弯矩。

计算得到的构件吸收的能量 w_s 、屈服前吸收的能量 w_e 随配筋率 ρ 变化的曲线如图 7 所示。

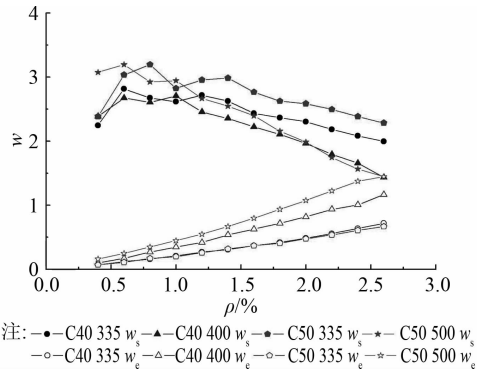


图 7 构件 $w-\rho$ 曲线

从图 7 可以看出,HRBF 筋混凝土梁的耗能能力在较低配筋率时与普通钢筋混凝土梁相近,但随着配筋率的提高,其耗能能力较普通钢筋混凝土梁降低的快。HRBF 筋混凝土梁在同等配筋率下其弹性阶段的耗能能力要较普通钢筋混凝土梁的耗能能力要高,且随着配筋率的增大而提高。

5 结 论

1) HRBF 筋混凝土梁在短期荷载作用下的最大裂缝宽度实测值满足规范要求,但计算值不满足。推导了 HRBF 筋混凝土梁在裂缝控制条件下的承载力计算公式,提出了构件承载力利用系数的概念。分析表明随着配筋率的增大,承载力利用系数逐渐提高,构件由裂缝控制逐渐转变为由承载力控制;随着钢筋直径、混凝土保护层厚度的增大,承载力利用系数逐渐降低;混凝土强度等级对构件承载力利用系数的影响不大;HRBF500 级钢筋承载力利用系数要较 HRBF400 级钢筋低。

2) HRBF400 级钢筋混凝土梁在正常使用条件下的挠度能满足规范要求,但 HRBF500 级钢筋混凝土梁不能够满足规范要求。推导了挠度控制条件下的承载力计算公式。分析表明随着配筋率的提高,构件的承载力利用系数逐渐降低并趋于稳定,构件由承载力控制转变为由挠度控制;随着高跨比的减小,构件的承载力利用系数逐渐降低;混凝土强度对构件的承载力利用系数影响不大;随着钢筋强度等级的提高,构件的承载力利用系数有所降低。

3) 建议在满足承载力和耐久性的条件下可使用较小直径的钢筋、较小的混凝土保护层厚度以提高构件的承载力利用系数。

4) 在经济配筋率范围内,HRBF 筋混凝土梁的延性基本能满足要求。HRBF 筋混凝土梁的耗能能力在较低配筋率时与普通钢筋混凝土梁相近,随着配筋率的提高,其耗能能力较普通钢筋混凝土梁降低的快,但同配筋率下,HRBF 筋混凝土梁在弹性阶段的耗能能力较普通钢筋混凝土梁要高,且随着配筋率的提高而增大。

参考文献:

- [1] Guralnick S A. High-strength deformed steel bars for concrete reinforcement [J]. American Concrete Institute Journal, 1960, 32(9):241-282.
- [2] Hognestad E, Gaston J R. High strength bars as concrete reinforcement [J]. Portland Cement Association-Research and Development Laboratories, 1962, 9(3):2-12.
- [3] Kaar P H, Mattock A H. High strength bars as concrete reinforcement-4. Control of cracking [J]. Portland Cement Association-Research and Development Laboratories, 1963, 5(1):15-38.
- [4] Timms A G. High strength steel bars as concrete reinforcement [J]. Modern Concrete, 1964, 28(8):28-31.
- [5] Okada K, Kobayashi K, Miyagawa T, et al. Reinforced concrete members with high strength steel bars [J]. Japan Society of Civil Engineers-Transactions, 1985(6):567-574.
- [6] Matsumoto Y, Nakamura S, Kono K, et al. Flexural behavior of reinforced concrete beams with high strength deformed bars [J]. Japan Society of Civil Engineers Transactions, 1965, 122(10):1-28.
- [7] Lorrain M, Maurel O, Boukari S, et al. Numerical and experimental analysis of high strength concrete beams reinforced with high yield steel bars submitted to flexure [J]. Materials and Structures, 1999, 32(12):708-718.
- [8] Mast R F, Dawood M, Rizkalla S H, et al. Flexural strength design of concrete beams reinforced with high-strength steel bars [J]. ACI Structural Journal, 2009, 106(4):551-552.
- [9] 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 T C, Li Y Y, Rong X. Test for bending behavior of reinforced concrete beam with 500 MPa steel bar [J]. Journal of Tianjin University, 2007, 40(5):507-511.
- [10] 李艳艳, 崔武文, 戎贤. 高强钢筋混凝土梁裂缝控制试验研究 [J]. 混凝土, 2011(5):132-135.

- Li Y Y, Cui W W, Rong X. Experimental research on crack control of concrete beams reinforced with HRB500 [J]. Concrete, 2011(5):132-135.
- [11] 王命平, 张自琼, 耿树江. 500 MPa 级带肋碳素钢筋混凝土简支梁的受弯试验[J]. 工业建筑, 2007, 37(8):39-42.
Wang M P, Zhang Z Q, Geng S J. Experiment of reinforced concrete simply supported beam with 500 MPa ribbed carbon bars under bending [J]. Industrial Construction, 2007, 37(8):39-42.
- [12] 王全凤, 刘凤谊, 杨勇新, 等. HRB500 级钢筋混凝土简支梁受弯试验[J]. 华侨大学学报: 自然科学版, 2007, 27(3):300-303.
Wang Q F, Liu F Y, Yang Y X, et al. Experimental investigation on flexural behavior of simple supported RC beams with grade HRB500 reinforcement T [J]. Journal of Huaqiao University: Natural science, 2007, 27(3):300-303.
- [13] 苏小卒, 李志华, 赵勇, 等. 配置表层钢筋的混凝土梁裂缝和刚度试验探讨研究[J]. 建筑结构学报, 2009, 30(1):62-67.
Su X Z, Li Z H, Zhao Y, et al. Experimental research on crack width and stiffness of reinforced concrete beams with skin reinforcement [J]. Journal of Building Structures, 2009, 30(1):62-67.
- [14] 李志华, 苏小卒, 赵勇. 配置高强钢筋的混凝土梁裂缝试验研究[J]. 土木建筑与环境工程, 2010, 32(1):51-55.
Li Z H, Su X Z, Zhao Y. Experimental analysis of cracking behavior of concrete beams reinforced with high-strength bars [J]. Journal of Civil, Architectural & Environmental Engineering, 2010, 32(1):51-55.
- [15] 赵勇, 王晓锋, 苏小卒, 等. 配置 500 MPa 钢筋的混凝土梁裂缝试验研究[J]. 同济大学学报: 自然科学版, 2011, 39(1):29-34.
Zhao Y, Wang X F, Su X Z, et al. Experimental research on crack spacing and width of reinforced concrete beams with 500 MPa steel bars [J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2011, 39(1):29-34.
- [16] 陆春华, 金伟良, 延永东. 正常使用状态下 HRB500 钢筋混凝土梁受弯性能试验[J]. 江苏大学学报: 自然科学版, 2011, 32(3):350-354.
Lu C H, Jin W L, Yan Y D. Experiment for flexural behavior of HRB 500 rebar reinforced concrete beam under serviceability state [J]. Journal of Jiangsu University: Natural Science Edition, 2011, 32(3):350-354.

(编辑 王秀玲)

更正启事

我刊 2013 年第 1 期第 26 页,《高含水率疏浚淤泥透气真空防淤堵模型》一文第二作者“邓东开”更正为“邓东升”,目录中的“邓东开”也更正为“邓东升”,特此更正,并向作者、读者及相关人士致以诚挚的歉意。

《土木建筑与环境工程》