

FRP 加固钢筋混凝土圆柱侧向变形能力研究

顾冬生^{1,2}, 吴刚², 吴智深², 魏洋³

(1. 江南大学 环境与土木工程学院, 江苏 无锡 214122; 2. 东南大学 混凝土及预应力混凝土
结构教育部重点实验室, 南京 210096; 3. 南京林业大学 土木工程学院, 南京 210037)

摘要: 结构变形能力定量计算是基于性能的抗震设计的重要内容, 能确保结构满足不同的性能目标要求。研究纤维增强复合材料(FRP)加固钢筋混凝土(RC)圆柱侧向变形能力计算方法。通过数值分析对FRP加固RC圆柱截面弯矩一曲率关系进行计算, 计算结果显示截面极限曲率明显小于试验实测值, 两者差异程度受轴压比控制。根据计算结果和试验结果, 提出了极限曲率修正计算方法。在此基础上运用等效塑性铰方法对加固柱侧向变形能力进行计算, 计算结果与试验结果在FRP用量较小时符合很好, 在FRP用量较大时计算结果偏大。对影响FRP加固RC圆柱侧向变形能力的主要参数进行讨论。

关键词: FRP; 约束; 抗震性能; 变形能力

中图分类号: TU375.3 **文献标志码:** A **文章编号:** 1674-4764(2011)01-0017-07

Deformation Capacity of FRP Confined Reinforced Concrete Circular Columns under Simulated Seismic Loading

Gu Dong-sheng^{1,2}, WU Gang², WU Zhi-shen², WEI Yang³

(1. College of Environmental and Civil Engineering, Jiangnan University, Wuxi 214122, Jiangsu, P. R. China; 2. Key Laboratory of Concrete and Pre-stressed Concrete Structures of the Ministry of Education, Southeast University, Nanjing 210096, P. R. China; 3. College of Civil Engineering, Nanjiang Forestry University, Nanjing 210037, P. R. China)

Abstract: The accurate calculation of the deformation capacity of structures is very important to performance-based seismic design, which satisfies the explicit deformation demands. The method to evaluate drift capacity of fiber reinforced polymer (FRP) confined reinforced concrete circular columns under simulated seismic loading is focused. Firstly, the moment-curvature relationship of FRP confined sections of reinforced concrete (RC) circular columns is simulated by numerical analysis. It is found that the calculated ultimate curvature is significantly less than the test result, and the difference is controlled by the axial load ratio of the tested columns. According to the numerical and the test results, an equation is proposed to modify the calculated ultimate curvature. Based on this, the drift capacity can be predicted with the equivalent plastic hinge method. The calculated result agrees well with the test result when FRP amount is low, but it is significantly larger when FRP amount increases. Finally, the main parameters exerting influences on the drift capacity of the FRP-confined RC circular column are analyzed.

Key words: FRP; confinement; seismic performance; deformation capacity

收稿日期: 2010-03-07

基金项目: 国家“937”计划项目(2007CB714200); 国家自然科学基金资助(50908102); 中央高校基本科研业务费专项资金(JUSRP21114)

作者简介: 顾冬生(1978-), 男, 博士, 主要从事混凝土结构抗震性能研究, (E-mail) gussds@yahoo.com.cn。

吴刚(通讯作者), 男, 博士, 教授, 博士生导师, (E-mail) g. wu@seu.edu.cn。

钢筋混凝土(RC)柱在地震荷载作用下变形能力的研究一直是混凝土柱研究热点之一,通过塑性铰区箍筋、钢管、钢套管或 FRP 约束可以实现 RC 柱可控的延性弯曲破坏^[1-2]。

目前基于性能的抗震设计越来越得到重视,对于 RC 结构变形能力的定量研究国内外已经做了大量的研究工作,而针对 FRP 加固 RC 柱的研究,目前多集中于应力—应变关系研究和抗震性能的试验研究,缺乏定量的分析方法^[3]。在进行加固柱变形能力计算时,截面的曲率计算是一个关键问题,在截面曲率准确计算基础上可以通过集中塑性铰法对加固柱侧向变形能力进行计算。在曲率计算时一般认为截面混凝土极限应变等于相同约束条件下轴心受压状态下混凝土极限应变,由此确定截面的极限曲率^[4],而试验结果显示按此计算的极限曲率和实测极限曲率存在较大的差异。文献[5]对 8 个箍筋约束混凝土柱的试验结果表明,截面实测极限曲率要显著大于计算得到的极限曲率;文献[6-7]试验结果显示实测的最外边缘受压混凝土应变可以达到 1.5 倍轴压下混凝土极限应变,所以实测的截面极限曲率也显著大于计算值。在已有试验研究成果基础上,对 FRP 加固 RC 圆柱截面极限曲率计算进行研究,并结合集中塑性铰理论,对加固柱侧向变形能力进行计算,计算值与作者先前完成的试验结果符合较好。最后对影响 FRP 加固 RC 圆柱变形能力的主要因素进行参数分析。

1 FRP 加固 RC 圆柱侧向变形能力计算模型

1.1 截面曲率的合理定义

对 RC 柱而言,在反复荷载作用下,由于混凝土开裂及裂缝的发展,构件的刚度发生了退化。如图 1 所示的有代表性的钢筋混凝土构件力—位移关系曲线,图中 A 点对应受拉钢筋首次屈服,相应的侧向力和侧向位移为 F_y' 和 Δ_y' ,阴影部分代表构件在受拉钢筋未屈服前的滞回反应。可以看出,在受拉钢筋屈服前,柱子在反复荷载作用下的刚度较接近于割线刚度^[8-9]。对于 RC 截面,典型的弯矩—曲率关系如图 2 中实线所示,当推算其延性的时候,可近似简化为双直线^[9-10]。其中,第 1 条直线为通过首次屈服点的割线,与 $M = M_i$ (M_i 为截面预期抗弯承载力) 水平线相交结束;第 2 条直线可根据有无强化而相应简化为水平线或斜直线^[3]。

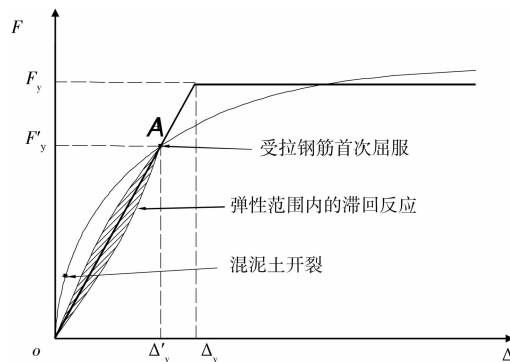


图 1 RC 柱力—位移曲线及其简化曲线

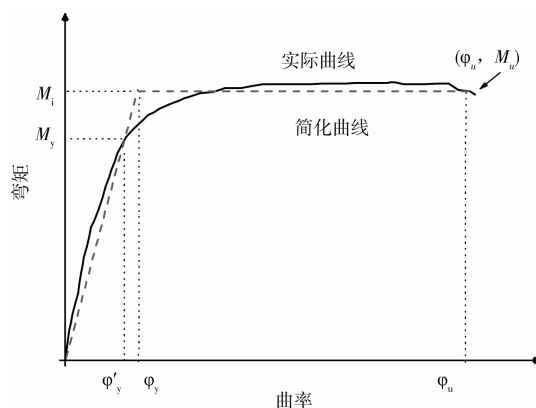


图 2 弯矩—曲率曲线关键点的定义

截面屈服曲率 ϕ_y 可按公式(1) 计算^[10]:

$$\phi_y = \frac{M_i}{M_y} \phi_y' \quad (1)$$

其中 M_y 、 ϕ_y' 为最外侧受拉钢筋达到屈服应变 ϵ_y 或最外边缘受压混凝土纤维应变 ϵ_c 达到 0.002 时截面的弯矩和曲率^[10]。由于在较高轴压下,混凝土会先于钢筋屈服,所以混凝土屈服也是首次屈服点的标志。 M_i 为截面理论抗弯承载力,根据 Priestley 等人的建议^[1-2,10], M_i 取对应最外边缘受压混凝土纤维应变 $\epsilon_c = 0.004$ 时的截面弯矩。

极限曲率 ϕ_u 为截面破坏时的曲率,截面曲率可以表达为混凝土应变和受压区高度的比值:

$$\phi_u = \frac{\epsilon_{cm}}{c} \quad (2)$$

其中 ϵ_{cm} 为截面破坏时最外边缘受压混凝土的应变, c 为受压区高度。曲率延性 μ_ϕ 反映了截面屈服后的塑性转动能力,定义为:

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (3)$$

1.2 截面弯矩—曲率计算方法

纤维截面模型首先将截面离散为许多较小面积的纤维,每一微小面积的纤维根据不同材料取不同的应力—应变关系模型,如钢筋混凝土截面由 3 部分组成,纵向钢筋、保护层混凝土、核心受约束混凝土

土,如图 3 所示。纤维截面模型的建立可通过开放有限元程序 Opensees 执行。

借助纤维截面模型,对 FRP 约束截面进行弯矩一曲率延性分析,假定:1)截面变形符合平截面假定;2)FRP 和混凝土之间无相对滑移;3)忽略混凝土受拉强度。这些假设在 RC 截面分析时通常被采用。

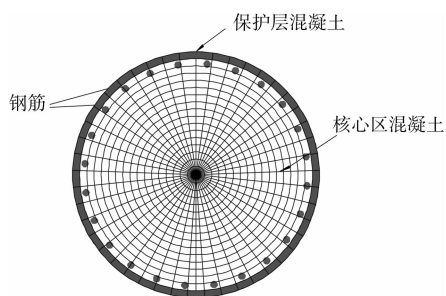


图 3 典型纤维截面组成情况

钢筋的应力—应变关系采用双线型强化模型,并认为受拉和受压应力—应变关系相同,钢筋屈服后进入强化阶段,强化阶段弹性模量取原始弹性模量的 1%。混凝土应力—应变关系取滕锦光模型^[11],该模型计算简便且具有较高的精度。

1.3 截面应变梯度对极限曲率计算的影响

截面破坏时截面曲率达到极限曲率 ϕ_u ,此时最外侧受压混凝土达到最大应变 ϵ_{cm} 。数值计算时认为 ϵ_{cm} 等于轴心受压状态下约束混凝土极限应变 ϵ_{cc} ,即计算的极限曲率受 ϵ_{cc} 控制,而试验结果显示按此计算的极限曲率和实测极限曲率存在较大的差异。文献[5]对 8 个箍筋约束矩形混凝土柱的试验结果表明,截面实测极限曲率要显著大于按轴压下极限应变 ϵ_{cc} 计算得到的极限曲率, ϕ_u 计算值平均仅为试验值的一半,结果严重偏小;文献[6]试验结果显示实测的最外边缘受压混凝土应变 ϵ_{cm} 可达到 1.5 倍以上 ϵ_{cc} ;文献[7]试验结果显示 FRP 加固钢筋混凝土方柱的试验结果也显示,实测的 ϵ_{cm} 可达到 1.5 倍 ϵ_{cc} 。根据分析,在地震荷载作用下,最外边缘受压混凝土应变最大,中和轴处混凝土应变为零,混凝土应变不是定值,存在应变梯度,应变分布和轴压下混凝土应变分析有显著差异,所以最外侧混凝土应变有可能超过同等约束条件轴压状态下的混凝土最大应变。相应的截面实测极限曲率也会超过由 ϵ_{cc} 控制的计算极限曲率。目前对如何确定由应变梯度造成的这一计算极限曲率和实测极限曲率之间的差异还没有明确的结论,因此,合理的做法是根据试验结果研究影响 ϕ_u 计算值和实测值差异的主要因素,得到 ϕ_u 的计算方法。

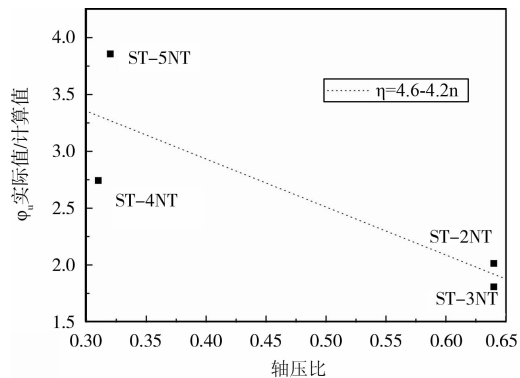


图 4 轴压比对 ϕ_u 计算结果的影响

根据文献调研,FRP 加固 RC 圆柱虽然已经进行了较多的地震荷载作用下的试验研究,但是直接报道截面曲率测试结果的并不多。这是由于在测量柱底曲率时需要从柱子内部引出多根直杆,以便于测量内部变形,但这会影响 FRP 加固的效果,造成局部削弱,可能造成加固柱提前破坏^[12]。文献[12]对 6 个加固柱的截面弯矩—曲率进行了测量,其中试件 ST-1NT 和 ST-6NT 就是由于柱底 FRP 剥离造成试件提前破坏,所以只有另外 4 个加固柱子的试验结果是可信的。可以根据这 4 个柱的测试结果对影响 ϕ_u 计算值和实测值差异的主要因素进行讨论。图 4 显示了 ϕ_u 实测值和计算值比值与试验轴压比的关系。在低轴压比时, ϕ_u 实测值达到计算值的 3—4 倍,随着轴压比的增加, ϕ_u 实测值和计算值的比值下降到 1.8—2 倍左右。根据分析,随着轴压比的增加,截面受压区高度有所增加,因此由截面应变梯度造成的截面破坏时最外侧混凝土压应变 ϵ_{cm} 显著大于轴压下极限应变 ϵ_{cc} 的趋势逐渐减小。随着轴压比的不断增加,地震荷载作用下承受偏压的柱子的性能逐渐接近轴压下柱子的性能,同时最外侧混凝土压应变 ϵ_{cm} 逐渐接近轴压下极限应变 ϵ_{cc} 。所以轴压比是影响 ϕ_u 计算值和实测值差异的主要因素,虽然图中试验数据较少,也很好地揭示了这一规律,同时由于试验数据较少,很难准确得到轴压比的影响规律,为了应用的简便, ϕ_u 实测值和计算值的比值 η 可用轴压比 n 的线性函数表示为:

$$\eta = \begin{cases} 4.6 - 4.2n & (n > 0.31) \\ 3.3 & (n \leq 0.31) \end{cases} \quad (4)$$

文献[12]中 4 个加固柱最低轴压比是 0.31,所以当轴压比低于 0.31 时 η 取值还缺乏足够的依据,这里偏于安全地取轴压比为 0.31 时的值 3.3。

在计算 FRP 加固 RC 圆柱截面极限曲率时,首先通过轴压下 FRP 约束混凝土本构模型^[11]确定约束混凝土极限应变 ϵ_{cc} ,并通过数值计算确定对应

于 ϵ_{cc} 的截面曲率,再乘以由式(4) 确定的系数 η ,就可以得到代表截面真实变形能力的截面极限曲率 ϕ_u 。

1.4 加固柱侧向位移角计算

根据混凝土理论,对于钢筋混凝土柱侧向变形可用集中塑性铰法进行计算^[1-2]。对于悬臂柱,极限位移 Δ_u 计算公式为:

$$\Delta_u = \frac{\phi_y L^2}{3} + (\phi_u - \phi_y) L_p (L - 0.5 L_p) \tag{5}$$

侧向位移角:

$$\theta_u = \frac{\Delta_u}{L} \tag{6}$$

对 FRP 加固柱,塑性铰长度 L_p 可取为^[2]:

$$L_p = 0.044 f_y d_b \tag{7}$$

式中 f_y 为纵筋的屈服强度(单位为 MPa), d_b 为纵筋的直径(单位为 mm),式(7)表明 FRP 加固 RC 圆柱塑性铰长度由纵筋的性能控制。对于 FRP 加固圆柱屈服曲率,采用文献[15]建议的计算方法:

$$\phi_y = \frac{2.45 D}{\epsilon_y} \tag{8}$$

其中 ϵ_y 为纵筋的屈服应变, D 为圆柱的直径。式(8)表明对于 RC 圆形截面,屈服曲率只受纵筋屈服应变和截面直径影响,别的参数影响较小。

2 试验验证

2.1 试验概况及主要结果

作者先前完成的 11 个 FRP 加固 RC 圆柱的试验结果。试件呈工字形,底部墩子起固定作用,柱子尺寸及配筋情况参见图 5,试验主要参数见表 1。为防止试验时柱根部与底座交界刚度突变处过早破坏、变形集中等,特别加强了柱根部 100 mm 范围,此加强区共设纵筋 22 ϕ 25,配箍 ϕ 10@30,并附加缠绕 3 层 0.167 mm 厚 CFRP。根据已有的试验研究^[12-13],FRP 加固柱在地震荷载作用下最终破坏时由于底座的附加约束,FRP 发生断裂引起试件破坏的主要位置离底座约 100 mm 左右,所以此次对柱低 100 mm 范围内的加强不会显著影响加固柱的变形能力。

表 1 试验参数及主要结果

柱号	FRP 加固情况	D / mm	L / mm	f_c' / MPa	f_y / MPa	d / mm	n	λ_f	F_{max} / kN	Δ_u / mm	Drift ratio $\theta_u/\%$
J0	—	300	850	28.0	400	19	0.05	—	155.2	23.4	2.8
J1	1 层 DFRP	300	850	28.0	400	19	0.05	0.113	179.2	72.3	8.5
J2	1 层 CFRP-a	300	850	28.0	400	19	0.05	0.111	195.3	73.1	8.6
CH0	—	360	1100	34.9	380	25	0.36	—	260.0	8.7	0.8
CH1	0.5 层 CFRP-b+1 层 DFRP	360	1100	34.9	380	25	0.36	0.127	411.3	55.0	5.0
CH2	2.5 层 DFRP	360	1100	34.9	380	25	0.36	0.188	420.4	99.0	9.0
CH3	1.5 层 CFRP-b	360	1100	34.9	380	25	0.36	0.157	451.5	88.0	8.0
CL0	—	360	800	34.9	380	25	0.36	—	424.3	8.2	1.0
CL1	4 层 DFRP	360	800	34.9	380	25	0.36	0.300	565.5	54.0	6.8
CL2	2.5 层 CFRP-b	360	800	34.9	380	25	0.36	0.261	634.4	48.0	6.0
CL3	3.5 层 CFRP-b	360	800	34.9	380	25	0.36	0.366	664.8	48.0	6.0

注:表中 D 为试件的直径, L 为试件的有效高度, f_c' 为混凝土圆柱体强度, f_y 为纵筋的屈服强度, d 为纵筋的直径, n 为轴压比($n = N/(A_g f_c')$, A_g 为圆柱截面面积), F_{max} 为侧向荷载最大值, Δ_u 为破坏时侧向位移, θ_u 为试件破坏时侧向位移角。

试验所用加固材料为 Carbon FRP (CFRP), Dyneema FRP (DFRP) 材料参数见表 2。试验更详细情况见文献[14]。FRP 加固用量一般用约束强度比 λ_f 表示, $\lambda_f = f_i/f_c' = 2E_f t_f \epsilon_f/(D f_c')$, f_i 为约束强度, E_f 、 t_f 和 ϵ_f 分别为 FRP 弹性模量、厚度和极限应变,这里的极限应变是单向拉伸情况下的 FRP 断裂应变。

表 2 FRP 材料性能

FRP	厚度/ mm	极限应力/ MPa	极限应变/ %	弹性模量/ GPa
CFRP-a	0.111	4232	1.84	230
CFRP-b	0.167	3945	1.52	260
DFRP	0.258	1832	3.05	60

2.2 截面弯矩—曲率关系分析

根据文献[11]计算各个加固柱约束混凝土应力应变曲线,对截面弯矩—曲率关系进行计算,达到轴压下混凝土极限应变后计算继续进行,按式(4)确定的 η 计算最终的极限曲率 ϕ_u 。计算结果见图 6,曲率计算涉及的关键点计算结果如表 3 所示。表 3 计算结果表明,相同轴压下,不同 FRP 约束构件的屈服弯矩和屈服曲率完全相等,FRP 用量和种类对于屈服状态影响非常小,文献[15]也认为 FRP 加固对于屈服曲率的影响可以忽略不计。FRP 用量和种类对加固柱的弯矩—曲率曲线有一定的影响,特别是图(6b)中高轴压柱弯矩—曲率曲线受 FRP 种类和用量影响较为显著。截面极限曲率 ϕ_u 受 FRP 用量和种类影响非常明显,在相同约束强度比时 FRP 应变较大时加固柱截面极限曲率也较大,这点从图

(6a)加固柱 J1 和 J2 的计算结果能得到体现。

表 3 弯矩—曲率计算结果
(曲率/(rad·m⁻¹),弯矩/(kN·m))

柱号	首次屈服点		屈服点		极限点	
	ϕ'_y	M_y	ϕ_y	M_i	ϕ_u	M_u
J1	0.013 5	97.9	0.019 1	138.8	0.295 3	160.2
J2	0.013 5	97.9	0.019 2	139.2	0.255 7	158.5
CH1	0.011 3	233.6	0.015 4	316.5	0.147 6	366.1
CH2	0.011 3	233.6	0.015 4	317.5	0.223 3	385.6
CH3	0.011 3	233.6	0.015 5	318.5	0.164 7	373.4
CL1	0.011 3	233.6	0.015 4	317.9	0.325 5	410.3
CL2	0.011 3	233.6	0.015 5	318.8	0.229 0	395.7
CL3	0.011 3	233.6	0.015 5	319.1	0.303 8	418.5

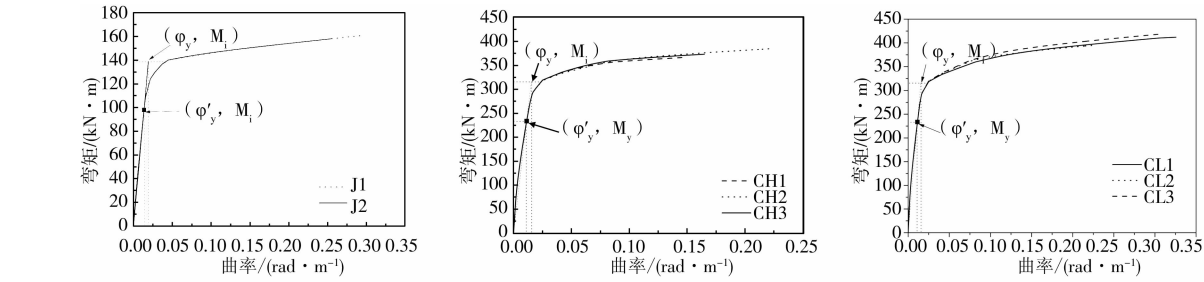


图 6 各加固柱弯矩—曲率关系计算结果

表 4 位移计算结果

柱号	λ_f	θ_u 实测	θ_u 计算
J1	0.113	0.085	0.080
J2	0.111	0.086	0.069
CH1	0.127	0.050	0.050
CH2	0.188	0.090	0.076
CH3	0.157	0.080	0.056
CL1	0.300	0.068	0.100
CL2	0.261	0.060	0.070
CL3	0.366	0.060	0.093

按照集中塑性铰理论及截面极限曲率计算结

果,将各试件参数代入相关公式计算加固柱侧向位移角,结果如表 4。在计算时首先通过数值计算并根据式(4) 计算截面极限曲率 ϕ_u ,通过式(7) 计算塑性铰长度,带入式(5) 计算侧向位移,由式(6) 计算 θ_u 。从表 4 的结果可以看出,3 个 FRP 用量较大的柱 CL1、CL2 和 CL3 计算结果偏大较多,其余 5 个柱计算结果和试验值吻合较好。研究者对 FRP 加固 RC 圆柱地震作用下的侧向变形能力也进行了较多的试验研究,其试验结果也可以用来验证计算模型的精度。表 5 列出了文献中收集的研究者试验时主要的试验参数和破坏时侧向位移角 θ_u 的测试结果和计算结果。

表 5 现有参考文献数据

文献	试件	FRP			n	f'_c /MPa	D /mm	L /mm	纵筋		θ_u 实测	θ_u 计算
		T_p	ϵ_f	λ_f					f_y /MPa	d_b /mm		
Xiao ^[16]	CSJ—RT	G	0.015	0.384	0.06	35.9	610	915	303	19	0.053	0.098
	ISJ—RT	G	0.015	0.512	0.06	35.9	610	915	303	19	0.053	0.123
Sheikh ^[12]	ST-2NT	G	0.020	0.144	0.64	40.4	356	1470	500	25	0.046	0.034
	ST-3NT	C	0.014	0.112	0.64	40.4	356	1470	500	25	0.038	0.027
	ST-4NT	C	0.014	0.105	0.31	44.8	356	1470	500	25	0.089	0.067

续表 5

文献	试件	FRP			n	f'_c / MPa	D / mm	L / mm	纵筋		θ_u 实测	θ_u 计算
		T_p	ε_f	λ_f					f_y /MPa	d_b /mm		
Li [17]	FCS-1	C	0.018	0.244	0.17	18.6	760	1750	426	19	0.063	0.052
	FCS-2	C	0.018	0.163	0.17	18.6	760	1750	426	19	0.054	0.039
Ozbakkaloglu[13]	RC-1	C	0.017	0.206	0.31	90.1	270	2000	500	16	0.120	0.115
	RC-2	C	0.017	0.124	0.34	75.2	270	2000	500	16	0.110	0.075
	RC-3	C	0.017	0.187	0.52	49.7	270	2000	500	16	0.090	0.058
王[18]	C60N1-F	C	0.025	0.430	0.43	59.2	180	630	353	12	0.059	0.109
	C60N2-F	C	0.025	0.430	0.52	59.2	180	630	353	12	0.057	0.080
	C80N1-F	C	0.025	0.332	0.43	76.7	180	630	353	12	0.068	0.089
	C80N2-F	C	0.025	0.332	0.52	76.7	180	630	353	12	0.063	0.065
	C80N3-F	C	0.025	0.332	0.62	76.7	180	630	353	12	0.059	0.047

注:表中 G 表示 GFRP,C 表示 CFRP

2.3 FRP 加固用量的影响

表 4 和表 5 中 θ_u 计算结果和测试结果对比表明其计算精度和 FRP 加固用量 λ_f 密切相关,图 7 示出了 θ_u 计算值和实测值比值与约束强度比 λ_f 的关系。从图中可以看出当 λ_f 较小时对 θ_u 计算精度影响不大,当 λ_f 大于 0.25 后对 θ_u 计算精度有显著影响,计算值远大于实测值。对 λ_f 小于 0.25 的 13 个试件 θ_u 计算值和实测值比值进行统计,其均值为 0.8,离散系数(COV)为 14.3%,可见计算结果偏于保守,并且离散性很小,有很高的计算精度,可以用于实际工程设计。当 λ_f 大于 0.25 后计算结果偏于不安全,有较大误差。

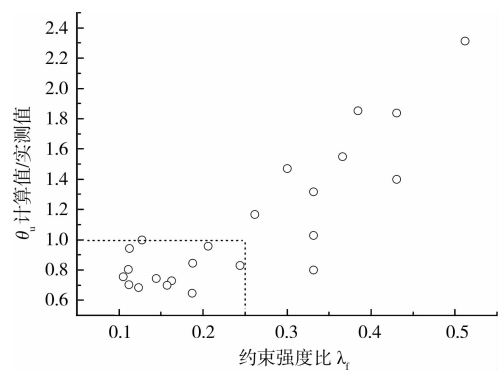


图 7 θ_u 计算精度与 λ_f 关系

FRP 用量对加固柱变形能力有较大的影响,在 FRP 用量较少的时候,随着 FRP 用量的增加加固柱变形能力有明显的增加,这可以从表 4 中柱 CH1 和 CH2 的试验结果可以看出, λ_f 从 0.127 提高到 0.188 时,侧向位移角从 0.05 增加到 0.09。当 FRP 增加到一定程度,用量的增加对变形能力影响较小,

侧向变形几乎不随 FRP 用量的增加而增加。表 4 中 CFRP 加固柱 CL2 和 CL3 试验结果可以清楚地体现这一特点。柱 CL3 比柱 CL2 多使用了一层 CFRP, λ_f 从 0.261 提高到 0.366,但加固柱变形能力没有增加。根据文献[14]对于柱 CL2 和 CL3 破坏现象的描述可知,柱 CL3 由于 CFRP 用量增加,柱底横向裂缝间的距离变短,破坏更加集中,塑性较长长度变小,局部 CFRP 断裂和混凝土破坏非常严重,这些都不利于柱子侧向变形能力的增加。

FRP 加固用量对柱变形能力的影响从文献[18]试验结果也可以看出。试验中轴压比 0.45 的两个加固柱 C60n1-F 和 C80n1-F 除了混凝土强度不同外其余所有试验参数都相同,这 2 个柱混凝土强度分别是 56.2 MPa 和 72.9 MPa。由于加固用 CFRP 相同,所以混凝土强度提高后, λ_f 相应减小,从 0.43 减小为 0.33,而试验结果显示 λ_f 小的柱 C80n1-F 变形能力反而大。这表明在 FRP 用量较大时, λ_f 增加可能会造成加固柱变形能力下降。试验轴压比为 0.55 2 个加固柱 C60n2-F 和 C80n2-F 的变形特征也体现了这个规律。从这批试验数据结果可以看出,当 CFRP 用量较大时,随着 λ_f 的增加,加固柱变形能力会有所减小。所以 FRP 加固 RC 柱提高其抗震性能,FRP 的用量上限需要控制,用量太多时对加固柱变形能力提高不利,同时会造成材料浪费。文献[19]提出要对 FRP 加固用量的上限进行限制。

3 参数分析

对 FRP 加固 RC 圆柱变形能力的主要影响因素进行讨论,对各影响因素的效果进行参数分析,进

一步了解 FRP 加固 RC 圆柱抗震性能。参数分析时,取模型柱直径 600 mm,混凝土强度为 36 MPa; 20 根直径 19 mm 的纵筋沿圆周均匀排布,屈服强度 400 MPa,保护层厚度 25 mm;加固用 CFRP 强度 3 500 MPa,厚度 0.167 mm,单向受拉极限应变为 0.015。主要变化参数为轴压比、剪跨比和 FRP 约束强度比。在不同轴压下,不同剪跨比加固柱侧向变形能力和 FRP 用量的关系见图 8。从图中可以看出加固柱的变形能力随着 FRP 用量的增加基本呈线性增加,但增加的趋势随轴压比的增加而有所降低;在相同的轴压比和加固用量下,侧向变形角随着剪跨比的增加而增加。在轴压比不大于 0.4 时,约束强度比 0.1 基本都能使加固柱侧向位移角达到 0.02,体现了 FRP 加固对 RC 圆柱变形能力的提高具有很好的效率。

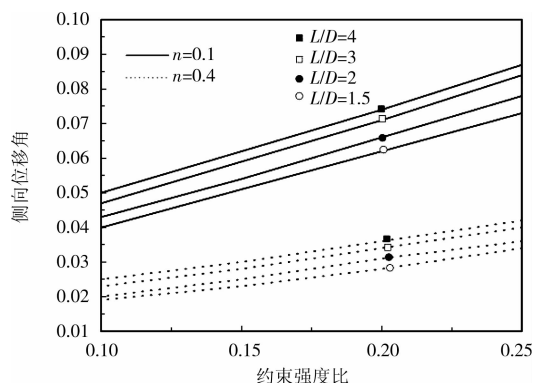


图8 侧向位移角影响因素分析

4 结论

对 FRP 加固 RC 圆柱地震荷载下的变形能力进行了研究,主要结论有:

1) 在地震荷载作用下,加固柱截面承受偏压作用,由于截面应变梯度的影响,截面的极限曲率实测值会比按轴压下约束混凝土极限应变计算的极限曲率偏大。极限曲率实测值与计算值的差异主要受轴压比控制。在试验结果和数值计算结果比较的基础上,提出了计算截面极限曲率的方法。

2) 根据计算的截面极限曲率,运用集中塑性铰方法可以计算加固柱的侧向变形能力。计算结果表明,在 FRP 约束强度比 λ_f 小于 0.25 时 θ_u 计算结果有较大的精度,当 λ_f 大于 0.25 时,计算结果明显大于试验结果。试验结果表明,当 FRP 加固用量较大时, λ_f 增加有可能造成加固柱变形能力降低,所以 FRP 加固用量不能取得过大。

3) 参数分析的结果显示 FRP 加固 RC 圆柱具有很好的效率,在轴压比不大于 0.4 时,约束强度比

0.1 就能使变形柱的侧向位移角达到 0.02,并且剪跨比的增加有利于侧向位移角的增加。

参考文献:

- [1] PAULAY T, PRIESTLEY M J N. 钢筋混凝土和砌体结构的抗震设计[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999.
- [2] PRIESTLEY M J N. Seismic Design and Retrofit of Bridges [M]. New York: John Wiley & Sons, 1996.
- [3] 魏洋, 吴刚, 吴智深, 等. FRP 约束混凝土矩形短柱的延性分析[J]. 地震工程与工程振动, 2009, 29(3): 71-76. WEI YANG, WU GANG, WU ZHI-SHEN, et al. Ductility analysis of FRP-confined short rectangular reinforced concrete columns [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 29(3): 71-76.
- [4] WU Y F, OEHLERS D J, GRIFFITH M C. Rational definition of the flexural deformation capacity of RC column sections[J]. Engineering Structures, 2004, 26: 641-650.
- [5] 熊朝晖, 潘德恩. 钢筋混凝土框架柱侧向变形能力的研究[J]. 地震工程与工程振动, 2001, 21(2): 103-108. XIONG ZHAO-HUI, PAN DE EN. Study on lateral deformability of reinforced concrete frame columns [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering vibration, 2001, 21(2): 103-108.
- [6] WATSON S, ZAHN F, PARK R. Confining reinforcement for concrete columns [J]. Journal of Structural Engineering ASCE, 1994, 120 (6): 1798-1824.
- [7] SAUSE R, HARRIES K A, WALKUP S L, et al. Flexural behaviour of concrete columns retrofitted with carbon fiber-reinforced polymer jackets [J]. ACI Structural Journal, 2004, 101(5): 708-716.
- [8] 郭磊, 李建中, 范立础. 桥梁结构抗震设计中截面刚度的取值分析[J]. 同济大学学报, 32(11): 1423-1427. GUO LEI, LI JIAN-ZHONG, FAN LI-CHU, Analysis of section stiffness adopted in seismic design for bridge structures [J]. Journal of Tongji University: natural science, 2004, 32(11): 1423-1427.
- [9] PAULAY T. An estimation of displacement limits for ductile systems [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31: 583-599.
- [10] ELWOOD K J, EBERHARD M O. Effective stiffness of reinforced concrete columns [J]. ACI Structural Journal, 2009, 106(4): 476-484.
- [11] LAM L, TENG J G. Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete [J]. Construction and Build Materials, 2003, 17: 471-489.

- [9] ELLOBODY E, BAILEY C G. Modelling of unbonded post-tensioned concrete slabs under fire conditions [J]. Fire Safety Journal, 2009, 44(2): 159-167.
- [10] BAILEY C G, ELLOBODY E. Whole-building behaviour of bonded post-tensioned concrete floor plates exposed to fire [J]. Engineering Structures, 2009, 31(8): 1800-1810.
- [11] ISO 834-1. Fire-resistance Tests-elements of Building Construction-Part 1: General Requirements [S]. International Standard ISO 834. Geneva, 1999.
- [12] KODUR V, DWAIKAT M, RAUT N. Macroscopic FE model for tracing the fire response of reinforced concrete structures [J]. Engineering Structures, 2009, 31(10): 2368-2379.
- [13] HAN L H, ZHENG Y Q, TAO Z. Fire performance of steel reinforced concrete beam-column joints [J]. Magazine of Concrete Research, 2009, 61(7): 499-518.
- [14] 郑永乾, 韩林海, 经建生. 火灾下型钢混凝土梁力学性能的研究[J]. 工程力学, 2008, 25(9): 118-125, 148. ZHENG YONG-QIAN, HAN LIN-HAI, JIN JIAN-SHENG. Research on behavior of steel reinforced concrete (SRC) beams in fire [J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(9): 118-125, 148.
- [15] SONG T Y, HAN L H, UY B. Performance of CFST column to steel beam joints subjected to simulated fire including the cooling phase [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2010, 66(4): 591-604.
- [16] AIJ. Recommendations for Design and Construction of Concrete Filled Steel Tubular Structures [S]. Architectural Institute of Japan (AIJ), Tokyo, Japan, 1997.
- [17] CAI J, BURGESS I, PLANK R. A generalised steel/reinforced concrete beam-column element model for fire conditions [J]. Engineering Structures, 2003, 25(6): 817-833.
- [18] LI L Y, PURKISS J. Stress-strain constitutive equations of concrete material at elevated temperatures [J]. Fire Safety Journal, 2005, 40(7): 669-686.
- [19] HUO J S, HUANG G W, XIAO Y. Effects of sustained axial load and cooling phase on post-fire behaviour of concrete-filled steel tubular stub columns [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65(8-9): 1664-1676.
- [20] 郑永乾, 庄金平. 高强混凝土墙耐火性能的有限元分析[J]. 福建工程学院学报, 2009, 7(3): 210-215. ZHENG YONG-QIAN, ZHUANG JIN-PING. Finite element analysis on fire performance of high strength concrete (HSC) walls [J]. Journal of Fujian University of Technology, 2009, 7(3): 210-215.

(编辑 胡 玲)

(上接第23页)

- [12] SHEIKH S A, YAU G. Seismic behavior of concrete columns confined with steel and fiber-reinforced polymers [J]. ACI Structural Journal, 2002, 99(1): 72-81.
- [13] OZBAKKALOGLU T, SAATCIOGLU M. Seismic behavior of high-strength concrete columns confined by fiber-reinforced polymer tubes [J]. Journal of Composites for Construction ASCE, 2006, 10(6): 538-549.
- [14] 顾冬生, 吴刚, 吴智深, 等. CFRP 加固高轴压比钢筋混凝土短圆柱抗震性能试验研究[J]. 工程抗震与加固改造, 2006, 28(6): 71-77. GU DONG-SHENG, WU GANG, WU ZHI-SHEN, et al. Experimental study on seismic performance of RC short circular columns strengthened with CFRP composites under high level compression [J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2006, 28(6): 71-77.
- [15] BINICI B. Design of FRPs in circular bridge column retrofits for ductility enhancement [J]. Engineering Structures, 2008, 30: 766-776.
- [16] XIAO Y, WU H, Martin G R. Prefabricated composite jacketing of RC columns for enhanced shear strength [J]. J. Struct. Eng. 125(3), 255-264.
- [17] LI Y F, Sung Y Y. A study on the shear-failure of circular sectioned bridge column retrofitted by using CFRP jacketing [J]. J. Reinf. Plast. Comp. 2004, 23(8), 811-830.
- [18] 王震宇, 芦学磊, 李伟, 等. 塑性铰区碳纤维约束高强混凝土圆柱抗震性能的试验研究[J]. 建筑结构, 2009, 39(2): 21-24. WANG ZHEN-YU, LU XUE-LEI, LI WEI, et al. Experimental research on seismic performance of high strength concrete circular column confined with carbon fiber sheets at plastic hinge zone [J]. Building Structure, 2009, 39(2): 21-24.
- [19] HUSSEIN M E, MEDHAT A H. Seismic design guidelines for squat composite-jacketed circular and rectangular reinforced concrete bridge columns [J]. ACI Structural Journal, 2005, 102(4): 505-514.

(编辑 胡 玲)