

文章编号: 1000-4750(2013)01-0261-10

地震荷载作用下 FRP 加固钢筋混凝土 圆柱变形能力计算方法研究

顾冬生^{1,2}, 吴 刚²

(1. 江南大学环境与土木工程学院, 江苏, 无锡 214122; 2. 东南大学城市工程科学国际研究中心, 江苏, 南京 210096)

摘 要: 基于性能的抗震设计要求对结构的变形能力能够进行计算, 以确保不同的性能目标要求得以满足。该文研究地震荷载作用下纤维增强复合材料(FRP)加固钢筋混凝土(RC)圆柱截面曲率延性和柱顶侧向位移角计算方法。根据数值计算结果, 得到了截面屈服曲率计算方法, 由试验结果得到了 FRP 加固 RC 圆柱截面极限曲率计算方法。试验结果表明加固柱塑性铰长度和 FRP 用量密切相关, 通过对 29 个大比例柱试验结果进行回归, 得到了加固柱塑性铰长度计算方法, 并分析了高 FRP 用量导致加固柱塑性铰长度减小的原因。经参数分析, 探讨了 FRP 用量、轴压比与加固柱顶侧向变形能力的关系, 提出了具有理想加固效率的 FRP 用量上限范围。

关键词: FRP 约束; 加固; 曲率延性系数; 侧向位移角; 塑性铰长度

中图分类号: TU375.3 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2011.06.0359

DEFORMATION CAPACITY OF FRP RETROFITTED CIRCULAR CONCRETE COLUMNS UNDER SIMULATED SEISMIC LOADING

GU Dong-sheng^{1,2}, WU Gang²

(1. College of Environmental and Civil Engineering, Jiangnan University, Wuxi, Jiangsu 214122, China;

2. International Institute for Urban Systems Engineering, Southeast University, Nanjing, Jiangsu 210096, China)

Abstract: Performance based design necessitates the accurate calculation of deformation capacity of structures to satisfy the explicit deformation demands. The procedures to evaluate the sectional curvature ductility and drift capacity of fiber reinforced polymer (FRP) retrofitted circular concrete columns under simulated seismic loading were studied in this paper. The sectional yield curvature was proposed based on numerical analysis results. The computing formula of an ultimate curvature was established from test results. It was found from test results that the plastic hinge length of FRP-confined circular concrete columns is closely related to the amount of FRP. Data regressions were employed to formulate the plastic hinge length from test results of 29 large-scale columns. The reason why larger amount of FRP beyond a certain value can decrease the plastic hinge length was discussed. The relationship between the amount of FRP and axial load ratio to drift capacity of FRP-confined circular concrete columns was investigated from a parameter analysis. Then the upper bound of the amount of confining FRP for an efficient retrofit was suggested.

Key words: FRP confinement; retrofitting; curvature ductility ratio; drift ratio; plastic hinge length

近年来基于性能的抗震设计越来越得到重视, 基于性能的抗震设计要求对于结构变形能力能够进行定量分析, 以满足具体量化的多重性能目标要

求^[1]。FRP 加固 RC 柱提高其地震荷载作用下变形能力已经得到广泛应用, 也进行过较多的试验研究。目前针对 FRP 加固 RC 柱变形能力的研究, 多

收稿日期: 2011-06-12; 修改日期: 2011-09-29

基金项目: 国家自然科学基金项目(50908102, 51078077); 中央高校基本科研业务费专项资金项目(JUSRP 21114); 无锡市建设系统科技项目(WX2012010)

通讯作者: 顾冬生(1978—), 男, 江苏射阳人, 副教授, 博士, 主要从事混凝土结构抗震性能研究(E-mail: gussds@yahoo.com.cn).

作者简介: 吴 刚(1976—), 男, 浙江东阳人, 教授, 博士, 主要从事 FRP 在土木工程应用研究(E-mail: g.wu@seu.edu.cn).

集中于轴压下的应力-应变关系研究和抗震性能的试验研究,而对于地震荷载作用下加固柱变形能力在截面层次上的曲率延性和构件层次上顶点侧向位移的定量计算方法都比较缺乏,有待深入研究^[2]。

在计算截面曲率延性时需要分别计算截面屈服曲率和极限曲率。对于屈服曲率的计算目前还没有完善的方法,文献[3]提出了桥墩柱屈服曲率的计算方法,但对于轴压较大的框架柱是否适用还没有相关研究。在计算极限曲率时一般认为截面混凝土极限应变等于同等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^[4-5]。试验结果显示按此计算的极限曲率与实测结果存在较大的差异。文献[6-7]中 FRP 加固柱试验结果显示极限曲率实测值可以达到计算值的 1.5 倍;文献[8]对 8 个箍筋约束混凝土柱的试验结果也表明,实测极限曲率要显著大于计算值。这些试验结果和计算结果的差异显示地震荷载作用下截面极限曲率的计算还需要进一步研究,特别是 FRP 加固 RC 柱这方面的研究尤其缺乏。

对于地震荷载作用下 FRP 加固 RC 柱侧向位移能力的计算已经有了一定的研究。文献[9-10]讨论了 FRP 加固方柱变形能力计算方法,但研究结果是从研究者本身较少的试验结果得到的,没有和大量试验结果进行比较验证其适用性,并且研究只限于方柱。由于 FRP 约束圆柱和方柱具有不同的约束效果,所以对约束圆柱的变形能力需深入研究。试验结果显示当加固 RC 圆柱 FRP 用量较大时,用量的进一步增加对加固柱变形能力基本没有影响,甚至还会引起加固柱变形能力的减小^[11-12]。这一现象和一般认为的 FRP 用量越多加固柱变形能力越好的结论矛盾,对这一现象的机理需深入研究。另外试验结果还显示 FRP 加固用量对加固柱塑性铰长度有明显影响,塑性铰长度并不是定值^[13]。由于塑性铰长度对结构计算和设计是一个重要和基础的参数,其研究结果将和本构关系一样具有普遍的重要性和广泛的应用性,所以对 FRP 加固 RC 柱塑性铰长度需要深入研究。

本文对地震荷载作用下 FRP 加固 RC 圆柱变形能力进行计算。首先根据数值计算结果提出了截面屈服曲率和极限曲率计算方法,并和试验结果进行比较。通过集中塑性铰法对柱顶侧向位移进行计算,根据 29 个大比例试件试验结果进行回归分析,得到了加固柱塑性铰长度计算方法。最后进行了参

数分析,得到加固柱变形能力的一般性规律。

1 变形计算相关定义

1.1 曲率延性的合理定义

截面屈服曲率 ϕ_y 可按下式计算^[3]:

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

其中, M_y 、 ϕ'_y 分别为最外侧受拉钢筋达到屈服应变 ε_y 或最外边缘混凝土受压应变 ε_c 达到 0.002 时截面的弯矩和曲率。由于在较高轴压下,混凝土可能会先于钢筋屈服,所以混凝土屈服也作为了首次屈服点的标志。 M_i 为截面理论抗弯承载力,根据 Priestley 等人的建议^[3], M_i 取对应最外边缘受压混凝土纤维应变 $\varepsilon_c = 0.004$ 时的截面弯矩。式(1)表明截面屈服曲率并不是钢筋或者混凝土达到屈服状态时截面的曲率 ϕ'_y ,也不是达到理论抗弯承载力 M_i 时的截面曲率,而是对首次屈服点截面曲率进行线性延伸计算得到。

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:

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

式中: 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 顶点侧向位移计算

根据图 1 表示的集中塑性铰法^[3],悬臂柱顶侧向位移 Δ_u 可以表示为:

$$\Delta_u = \frac{1}{3} \phi_y L^2 + (\phi_u - \phi_y) l_p (L - 0.5 l_p) \quad (4)$$

式中: l_p 为塑性铰长度; L 为悬臂柱高度。相应的

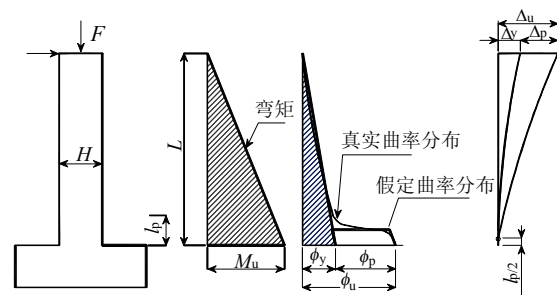


图 1 集中塑性铰法

Fig.1 Plastic-hinge analysis

侧向位移角 θ_u 可表示为:

$$\theta_u = \frac{\Delta_u}{L} = \frac{\phi_y L}{3} + \frac{(\phi_u - \phi_y) l_p (L - 0.5 l_p)}{L} \quad (5)$$

2 截面曲率延性计算

2.1 屈服曲率的数值计算

Priestley 教授在文献[3]提出了一个被广泛接受的桥墩柱 ϕ_y 的计算方法:

$$\phi_{y, Priestley} = \frac{\lambda \varepsilon_y}{D} \quad (6)$$

对于 RC 圆柱, $\lambda = 2.45$, ε_y 为纵筋的屈服应变, D 为圆柱的直径。式(6)适合轴压比较小的桥墩柱 ϕ_y 的计算。对于轴压较大的框架柱, 式(6)是否适用还没有经过验证, 对纵筋用量和强度对 ϕ_y 的影响也缺乏系统研究。目前数值计算方法已经成为研究 RC 构件截面特性的主要方法之一, 对各种参数在工程常用范围内的影响进行系统研究, 可以得到反映截面特性的一般性规律^[4]。这里通过数值计算方法对 RC 圆形截面 ϕ_y 进行计算。截面性能数值计算方法一般用纤维截面模型方法。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相应的应力-应变关系模型, 如钢筋混凝土截面由 2 部分组成, 纵向钢筋和混凝土。对混凝土根据是否有约束分为保护层混凝土和约束区混凝土, 可以取不同的应力-应变模型。对于屈服曲率计算来说, 横向约束的影响很小, 可以不用考虑^[3,13]。数值计算时截面情况见图 2(a), 在计算时把截面分成一定数量的条带, 每一条带纤维应变相同, 不同条带应变符合平截面假定^[4-5], 见图 2(b)。

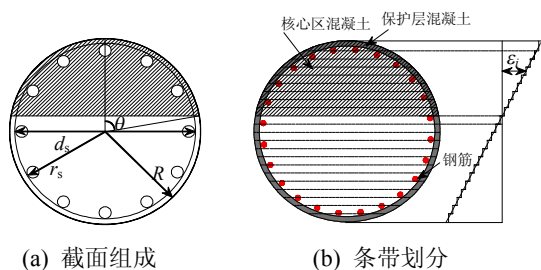


图 2 截面划分

Fig.2 Discretization of cross section

钢筋的应力-应变关系采用理想弹性-全塑性曲线, 在钢筋屈服以前钢筋应力和应变成正比, 在钢筋屈服以后钢筋应力保持不变。混凝土应力-应变关系曲线由一条二次抛物线和直线组成, 混凝土应变从 0 到 0.002 之间曲线为抛物线, 应变 0.002 时应

力达到最大值, 应变为 0.005 时应力为零, 应变从 0.002 到 0.005 之间为一条直线^[4]。

本文借助纤维截面模型, 对 RC 圆形截面进行弯矩-曲率分析, 计算时做如下假定: 1) 截面变形符合平截面假定; 2) 钢筋和混凝土之间无相对滑移; 3) 忽略混凝土受拉强度。这些假定在计算截面曲率时通常都会被采用^[4-5]。

计算模型截面参数如下: 截面直径 D 取 1000mm, 混凝土圆柱体强度 $f'_c = 28\text{MPa}$, 纵筋直径 36mm, 纵筋中心至圆心 $r_s = 432\text{mm}$, 纵筋配筋率 ($\rho_l = A_s / A$) 为 1%、2%、3%和 4%, 分别为 8 根、16 根、24 根和 32 根纵筋沿圆周均匀分布。轴压力 2198kN、4398kN、6594kN、8792kN、10990kN 和 13188kN, 分别对应轴压比 $n = N / Af'_c = 0.1$ 、0.2、0.3、0.4、0.5、0.6。纵筋屈服强度 f_y 取 300MPa、450MPa 和 600MPa 三个等级, 则一共有 72 个截面用于数值计算。在进行数值计算时混凝土强度的影响没有直接考虑, 这是由于纵筋强度的影响已经考虑, 而混凝土和纵筋强度对 ϕ_y 的影响是受强度的相对值控制的。

2.2 屈服曲率计算模型

在数值计算时发现轴压比为 0.1 和 0.2 时, 截面首次屈服点由纵向钢筋受拉屈服控制。这是由于此时轴压较低, 截面受压区高度较小, 受拉纵筋先于混凝土屈服, 随着轴压比的增加, 首次屈服点由混凝土受压屈服控制。根据数值分析结果由式(1)确定 ϕ_y , 计算结果与式(6)计算的 $\phi_{y, Priestley}$ 比值和轴压比 n 的关系见图 3(a)。在图 3(a)中不同纵筋强度的截面用不同符号标记。数值计算结果显示对于 $n < 0.2$ 的截面, 轴压比的变化对 ϕ_y 影响很小, 体现式(6)用于轴压比较小(小于 0.2)的桥墩柱不考虑轴压比的影响是合理的。在轴压比 $n \geq 0.4$ 时式(6)计算的 $\phi_{y, Priestley}$ 比数值计算结果偏大较多, 体现了式(6)用于高轴压柱不考虑轴压的影响是不合理的。所以式(6)应该进行修正, 以考虑轴压比的影响。根据 72 个截面的计算结果的回归, ϕ_y 数值计算结果与式(6)计算结果的比值 ξ 与轴压比 n 的关系可以表示为:

$$\xi = -1.27n^2 + 0.54n + 0.90 \quad (7)$$

试验时 ϕ_y 测量结果可以从试验得到的弯矩-曲率实测曲线中得到。在确定 ϕ_y 时, 首先通过数值计算确定 M_y 和 M_i , 并根据 M_y 在实测的弯矩-曲率曲线上确定 ϕ'_y , 由式(1)得到 ϕ_y 。图 3(b)显示出了四批 18 个 RC 圆柱 ϕ_y 的测量结果。其中包括 Sheikh

教授试验的 5 个 FRP 加固柱的结果^[15]和 13 个箍筋约束柱的结果^[16-18]。因为 RC 圆柱屈服曲率的试验数据较少，并且横向约束对屈服曲率影响较少，所以 FRP 加固柱屈服曲率的试验结果也参与比较。从图 3(b)中可以看到随着轴压比的增加，式(6)计算结果偏大较多，进一步验证了图 3(a)中数值计算得到的结论。在图 3(b)中式(7)以实线表示，可以看出式(7)对于轴压比影响的考虑和试验结果的规律吻合很好。

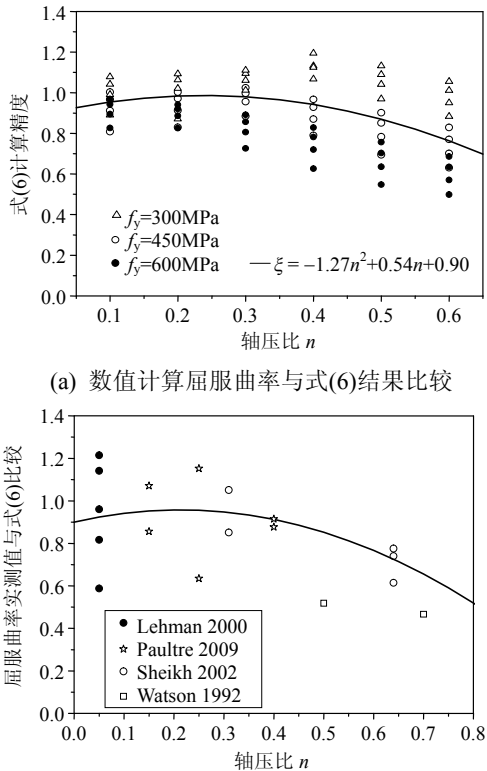


图 3 轴压比对式(6)计算精度的影响

Fig.3 The influence of n to calculating precision of Eq. (6)

从图 3(a)可以看出，式(6)计算结果与数值计算结果相比，在纵筋强度较小时偏小，在纵筋强度较大时偏大。说明式(6)中纵筋强度对 ϕ_y 影响的处理需要调整。数值计算结果还显示随着纵筋用量的增加， ϕ_y 有所增加，而这一影响在式(6)中也没有考虑，也需要进行调整。根据对数值计算结果的分析，纵筋强度和用量的影响可以用线性函数的形式表达，结合式(7)对于轴压比影响的考虑， ϕ_y 可以用下式表示：

$$\phi_y = (-1.27n^2 + 0.54n + 0.90) \times (p_1 + p_2\rho_l) \times \frac{p_3 + p_4\varepsilon_y}{D} \quad (8)$$

式中， p_1 、 p_2 、 p_3 和 p_4 为未知参数，可以通过数

值计算的结果回归得到。根据 72 个截面屈服曲率的数值计算结果，通过最小二乘法回归，得到 ϕ_y 的表达式为：

$$\phi_y = (-1.27n^2 + 0.54n + 0.9) \times (0.86 + 6.83\rho_l) \times \frac{0.002 + 1.4\varepsilon_y}{D} \quad (9)$$

图 4 显示式(9)计算结果与数值计算结果比较情况，对比图 3 可以看到轴压比、纵筋用量和强度对计算精度已经没有明显影响，特别是高轴压下计算精度有明显提高，说明这 3 个参数的影响在式(9)中都得到合理的考虑。根据统计，两者比值的平均值为 1.0，离散系数(COV)为 7.5%，可以看出式(9)的计算精度非常高。用式(9)可以对图 3(b)中 18 个试件 ϕ_y 进行计算，计算值与测试值比值的平均值为 1.06，离散系数为 24.2%。计算精度基本和文献[19]中对于 RC 柱变形能力计算精度相当，表明式(9)用于计算屈服曲率有较高的精度。

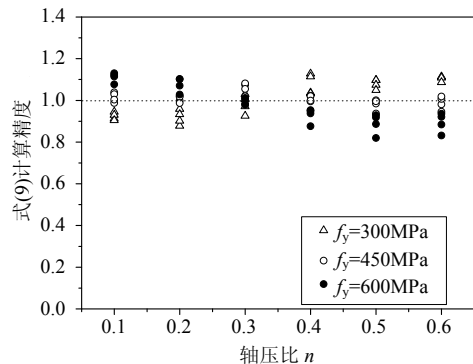


图 4 ϕ_y 数值计算结果与式(9)计算结果的关系

Fig.4 Comparison of numerical simulated and analytical yield curvature with Eq. (9)

2.3 截面极限曲率 ϕ_u 计算

截面破坏时，截面的曲率达到极限曲率 ϕ_u 。在用式(2)计算 ϕ_u 时，约束混凝土极限应变 ε_{cm} 一般认为等于相同约束条件轴压下混凝土极限应变 ε_{cu} ^[5]。文献[20]建议了轴压下 FRP 约束混凝土圆柱极限应变计算方法：

$$\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{co}} = 1.75 + 5.53\lambda_f \left(\frac{\varepsilon_f}{\varepsilon_{co}} \right)^{0.45} \quad (10)$$

式中： ε_{co} 取 0.002； λ_f 为约束强度比，表示为 $\lambda_f = f_l / f'_c = 2E_f t_f \varepsilon_f / (Df'_c)$ ， f_l 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 ε_f 是单向拉伸情况下的 FRP 断裂应变。

对于地震荷载作用下 FRP 加固 RC 圆柱破坏时截面受压区高度的计算，文献[21]进行了详细地研

究,发现受压区高度受 n 、 λ_f 和纵筋配筋特征值 λ_l 控制,并建议了受压区对应圆心角 θ (见图 2(a))的计算方法:

$$\theta = \frac{n + 1.56\lambda_l + 0.11\lambda_f + 0.20}{1.08\lambda_l + 0.34\lambda_f + 0.38} \quad (11)$$

式中: θ 以弧度表示; $\lambda_l = \rho_l f_y / f'_c$ 。根据文献[21]的研究,式(11)计算结果和大量数值计算结果对比显示其有很高的计算精度。根据简单的几何关系,受压区高度 c 可以表示为:

$$c = R(1 - \cos\theta) \quad (12)$$

根据文献检索,详细报道 FRP 加固 RC 圆柱弯矩-曲率曲线数据的试验很少,只有文献[15]报道了 6 个试件的弯矩-曲率曲线,并且由于试件 ST-1NT 和 ST-6NT 破坏是由于 FRP 剥离造成试验提前结束,所以这两个柱试验结果没有参考意义,只有另外 4 个试件的试验结果可信。把式(10)~式(12)代入式(2)对这 4 个试件 ϕ_u 进行计算,和实测的极限曲率比较见图 5。从图 5 中可以发现,计算结果相比实测结果明显偏小,特别是轴压较低时这一现象更加显著。根据分析,计算结果偏小是由于截面应变梯度造成的。由地震荷载引起的轴压和弯矩共同作用下柱子截面应变分布不均匀,受压区最外侧混凝土压应变最大,中和轴处应变为零。由于截面受压不均匀性,当最外侧混凝土压应变达到轴压下混凝土极限应变 ε_{cu} 时,截面不会发生破坏,还能够继续变形。FRP 加固 RC 方柱试验结果显示地震荷载作用下截面最外侧混凝土压应变可以达到轴压下极限应变的 1.5 倍左右^[6]。由于 FRP 约束圆柱效果更好,这一应变增强效应可能更加明显。从图 5 中可以看出随着轴压比的增加, ϕ_u 计算值和实测值的差异逐渐变小。这一规律是很合理的,因为在高轴压下,承受偏压的柱子的性能主要由轴压控制,截面

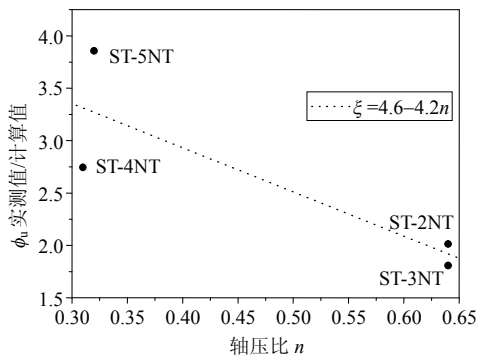


图 5 轴压比对极限曲率计算结果的影响

Fig.5 The influence of axial load ratio to the calculation of ultimate curvature

最外侧混凝土极限压应变逐渐接近轴压下混凝土极限应变。可见对于应变梯度的影响,轴压比是决定性因素,虽然图 5 中试验数据较少,也很好地揭示了这一规律。根据图 5 的结果, ϕ_u 实测值和计算值的比值 ξ 可用轴压比 n 的简单线性函数表示为:

$$\xi = \begin{cases} 4.6 - 4.2n, & n > 0.31 \\ 3.3, & n \leq 0.31 \end{cases} \quad (13)$$

由于试验数据较少,式(13)是一个初步结论,随着试验数据的增加可以进一步完善,但式(13)体现的基本原理是确定的。另外,文献[15]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 ξ 取值还缺乏足够的依据,这里偏于安全地取 n 为 0.31 时的值 3.3。则 FRP 加固 RC 圆柱截面 ϕ_u 可以表示为:

$$\phi_u = \xi \frac{\varepsilon_{cu}}{c} \quad (14)$$

式中, ξ 、 ε_{cu} 和 c 分别由式(13)、式(10)和式(12)得到。

3 加固柱顶点侧向位移计算

3.1 FRP 用量对加固 RC 圆柱塑性较长度的影响

用式(4)和式(5)计算 FRP 加固柱顶点侧向位移时,另一个重要问题就是加固柱塑性较长度 l_p 的计算。文献[13]对 FRP 加固 RC 圆柱抗震性能进行了系统研究,对 FRP 种类和用量对加固效果的影响进行了对比试验研究。试验结果表明 FRP 用量对加固柱 l_p 有显著的影响。图 6 显示了 3 个 FRP 加固柱最后的破坏情况照片,其中柱 CH3、柱 CL2 和柱 CL3 的 CFRP(Carbon FRP)用量分别为 1.5 层、2.5 层和 3.5 层。柱 CH3 剪跨比为 3.1,柱 CL2 和柱 CL3 剪跨比相同,为 2.2。柱 CL2 的 CFRP 用量比柱 CL3 少一层,从图 6 中可以看出柱 CL2 最后发生破坏的区域长度明显大于柱 CL3,说明 FRP 用量对破坏区域的长度有影响。柱 CH3 的 CFRP 用量为 1.5 层,比



(a) 柱 CH3 (b) 柱 CL2 (c) 柱 CL3

图 6 试件破坏情况

Fig.6 Failure zone of columns

柱 CL2 少一层, 发生破坏区域的长度比柱 CL2 也更长, 进一步说明了 FRP 用量的影响。柱 CH3 破坏区域较长的另一个原因是柱子本身长度较长。

文献[22]试验结果也显示地震荷载作用下加固柱发生破坏区域长度和 FRP 加固用量有关。试件 RC-2 约束强度比是 RC-1 的 82%, 但破坏区长度却比 RC-1 增加了 120%。地震荷载作用下柱子发生破坏的区域长度和 l_p 密切相关, 表明 FRP 加固 RC 圆柱 l_p 和 FRP 加固用量密切相关。

3.2 FRP 加固 RC 圆柱塑性铰长度计算模型

RC 柱塑性铰长度 l_p 的计算已经有了较多的研究, 文献[3]提出的计算模型得到了广泛的接受, 计算公式如下:

$$l_p = 0.08L + 0.022f_y d_b \quad (15)$$

式中, d_b 为纵筋直径。从式(15)可以看出塑性铰长度受主要两个方面因素影响, 第一项是考虑截面弯矩梯度的影响, 第二项是考虑纵筋从基础中滑移造成拔出的影响^[3]。式(15)的形式仍然可以用于 FRP 加固柱, 但需要考虑 FRP 加固的影响。由于 FRP 加固会使截面破坏时的受弯承载力显著增加, 其与截面屈服受弯承载力的比值增加, 因而提高了截面弯矩梯度, 所以式(15)第一项要考虑 FRP 的影响, 而 FRP 加固不会对纵筋在基础中的滑移造成影响, 所以第二项的形式可以保留。根据分析, FRP 加固 RC 圆柱 l_p 表达式可以用下式表示:

$$l_p = \alpha L + 0.022f_y d_b \quad (16)$$

式中, $\alpha = b_0 + b_1\lambda_f + b_2\lambda_f^2$, b_0 、 b_1 和 b_2 为未知系数, 用 α 综合考虑 FRP 用量的影响, b_0 、 b_1 和 b_2 值可以通过大量试验数据回归得到。为了确定未知系数, 对现有文献中报道的 FRP 加固圆柱抗震试验结果进行收集。要求最终破坏时试件柱底 FRP 断裂, 发生弯曲破坏; 柱底钢筋要求直接伸入基础内, 在根部没有搭接; FRP 只是在环向缠绕加固, 纵向无加固。结合本文作者 14 个试件试验结果^[13], 和文献中收集的 15 个试件, 共有 29 个试件的结果。表 1 和表 2 分别列出了这 14 个和 15 个试件的详细情况。表 1 和表 2 中列出的实测侧向位移角 θ_u , 是试验中能够完成 3 次往复循环不发生破坏的最大位移对应的侧向位移角, 这里的破坏是指 FRP 断裂使试件失去承载力或者侧向荷载下降到最大荷载的 85% 以下。表 1 和表 2 中试件柱底箍筋用量都非常小, 箍筋的约束效果可以忽略不计。

由式(5)计算这 29 个柱子 θ_u , 其中 ϕ_y 、 ϕ_u 和 l_p 分别用式(9)、式(14)和式(16)计算。借助非线性最小二乘法拟合程序, 对表 1 和表 2 中实测 θ_u 结果进行回归分析, 以确定式(16)未知系数。通过回归分析, 得到式(16)的函数形式为:

$$l_p = (0.48 - 1.68\lambda_f + 1.39\lambda_f^2)L + 0.022f_y d_b \quad (17)$$

表 1 作者的试件参数^[13]
Table 1 Details of test specimens^[13]

试件	Tp	FRP					n	f'_c /MPa	D /mm	L /mm	纵筋		θ_u
		f_t /MPa	t /mm	层数	ε_t	λ_f					f_y /MPa	$\omega \times d_b$ /mm	
J1	D	1832	0.258	1	0.031	0.113	0.05	28.0	300	850	400	12×19	0.085
J2	C	4232	0.111	1	0.018	0.111	0.05	28.0	300	850	400	12×19	0.086
J3 ⁺	C	4232	0.111	1	0.018	0.111	0.05	28.0	300	850	400	12×19	0.086
J4 ⁺	D	1832	0.258	2	0.031	0.225	0.05	28.0	300	850	400	12×19	0.126
J5 ⁺	C	4232	0.111	2	0.018	0.222	0.05	28.0	300	850	400	12×19	0.112
J6 ^{*+}	C	4232	0.111	1	0.018								
	D	1832	0.258	1	0.031	0.223	0.05	28.0	300	850	400	12×19	0.125
J7 ^{*+}	C	4232	0.111	0.5	0.018								
	D	1832	0.258	1	0.031	0.168	0.05	28.0	300	850	400	12×19	0.109
J8 ^{*+}	C	4232	0.111	1	0.018								
	D	1832	0.258	2	0.031	0.336	0.05	28.0	300	850	400	12×19	0.100
CH1 [*]	C	3945	0.167	0.5	0.015								
	D	1832	0.258	1	0.031	0.127	0.36	34.9	360	1100	382	12×25	0.050
CH2	D	1832	0.258	2.5	0.031	0.188	0.36	34.9	360	1100	382	12×25	0.090
CH3	C	3945	0.167	1.5	0.015	0.157	0.36	34.9	360	1100	382	12×25	0.080
CL1	D	1832	0.258	4	0.031	0.300	0.36	34.9	360	800	382	12×25	0.068
CL2	C	3945	0.167	2.5	0.015	0.261	0.36	34.9	360	800	382	12×25	0.060
CL3	C	3945	0.167	3.5	0.015	0.366	0.36	34.9	360	800	382	12×25	0.060

注: 1. Tp 代表 FRP 种类, D 代表 DFRP(Dyneema FRP), C 代表 CFRP; ω 代表纵筋的根数; 2. * 代表柱用混杂 FRP 加固; 3. ⁺ 代表柱侧向位移角达到 0.05 后单向加载直到试件破坏。

表 2 文献中收集的试件参数
Table 2 Test specimens collected from the literature

文献	试件	θ_u	FRP			n	f'_c /MPa	D /mm	L /mm	纵筋	
			T_p	ε_f	λ_f					f_y /MPa	d_b /mm
文献[24]	CSJ-RT	0.053	G	0.015	0.384	0.06	35.9	610	915	303	19
	ST-2NT	0.046	G	0.020	0.144	0.64	40.4	356	1470	500	25
文献[15]	ST-3NT	0.046	C	0.014	0.112	0.64	40.4	356	1470	500	25
	ST-4NT	0.089	C	0.014	0.105	0.31	44.8	356	1470	500	25
	ST-5NT	0.09	G	0.020	0.070	0.31	40.8	356	1470	500	25
文献[25]	FCS-1	0.063	C	0.018	0.244	0.17	18.6	760	1750	426	19
	FCS-2	0.054	C	0.018	0.163	0.17	18.6	760	1750	426	19
文献[22]	RC-1	0.120	C	0.017	0.206	0.31	90.1	270	2000	500	16
	RC-2	0.110	C	0.017	0.124	0.34	75.2	270	2000	500	16
	RC-3	0.090	C	0.017	0.187	0.52	49.7	270	2000	500	16
文献[12]	C60N1-F	0.059	C	0.025	0.430	0.43	59.2	180	630	353	12
	C60N2-F	0.057	C	0.025	0.430	0.52	59.2	180	630	353	12
	C80N1-F	0.068	C	0.025	0.332	0.43	76.7	180	630	353	12
	C80N2-F	0.063	C	0.025	0.332	0.52	76.7	180	630	353	12
	C80N3-F	0.059	C	0.025	0.332	0.62	76.7	180	630	353	12

注： T_p 代表 FRP 种类，G 代表 GFRP，C 代表 CFRP。

根据分析,式(17)仅适用于约束强度比 $\lambda_f \geq 0.1$ 的情况,因为表 1 和表 2 中的绝大部分试件的 λ_f 都是大于 0.1 的,只有文献[15]中试件 ST-5NT 的 $\lambda_f < 0.1$,所以当 $\lambda_f < 0.1$ 时塑性较长度的变化规律不能从试验数据直接得到。当 $\lambda_f = 0$ 时,加固柱塑性较长度应该等于未加固柱,即式(16)应该与式(15)相等,则 $\alpha = 0.08$ 。当 $0 < \lambda_f < 0.1$ 时, α 与 λ_f 的关系可以假设为一直线,表示为 $\alpha = 2.5\lambda_f + 0.08$ 。所以 α 与 λ_f 关系可以用图 7 表示,在 FRP 用量为零时, $\alpha = 0.08$; $\lambda_f < 0.1$ 时, l_p 随着 λ_f 增加而增加;当 $\lambda_f \geq 0.1$ 时, l_p 随着 λ_f 增加而减小。

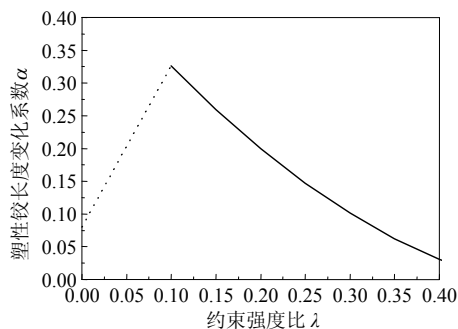


图 7 约束强度比对塑性较长度的影响
Fig.7 The influence of λ_f to l_p

图 7 表示的 FRP 加固 RC 圆柱 l_p 变化规律的力学机理是,当 FRP 加固用量比较少时($\lambda_f < 0.1$),FRP 加固使 l_p 增加。这是由于 FRP 约束阻止了保护层混凝土剥离,增加了约束混凝土的强度,提高了截面破坏时的受弯承载力,使截面弯矩梯度增加,柱底有更长区域进入塑性,所以 l_p 增加。随着 FRP 用量增加到 $\lambda_f = 0.1$ 左右,截面的受弯承载力基本

不再增加^[21],弯矩梯度也基本不再增加,所以塑性较长度基本不再增加。但是,由于 FRP 的约束能力不断增强,提高了纵筋和混凝土的粘结应力。根据钢筋混凝土基本理论,纵筋和混凝土之间粘结应力的增加会使纵筋应力减小的速度变快,也就是说柱子底部纵筋的应力在很短长度内迅速减小,因此进入塑性的纵筋长度减小。根据塑性铰的基本概念,这会导致 l_p 变小。所以在这两种机理的共同作用下, l_p 呈现先增加后减小的规律。这就解释了目前学术界对于 FRP 加固使塑性较长度增加还是减小的争议。文献[3]认为 FRP 加固柱 l_p 是小于未加固柱的,这是根据钢套筒加固柱试验结果得到的结论^[23],而钢套筒由于厚度一般较大,约束能力较强,所以一般会降低 l_p 。而大量的试验结果显示 FRP 加固柱 l_p 通常是大于未加固柱的^[15,22],从图 7 也可以看出在 FRP 用量不太大时,加固柱 l_p 通常是大于未加固柱。

3.3 FRP 加固 RC 圆柱 θ_u 计算

在 ϕ_y 、 ϕ_u 和 l_p 都能进行计算的基础上,可以用式(5)对柱顶侧向位移进行计算。 θ_u 计算结果见表 3,根据统计 θ_u 计算值和实测值比值的平均值为 1.01,离散系数(COV)为 18.5%, θ_u 计算值与实测值比较见图 8。可以看出两者吻合很好,说明本文提出的方法对 θ_u 的计算有很好的精度。在表 3 中文献[22]的试件 RC-1 计算值比实测值大的比较多,这是因为试件 RC-1 因为试验机行程有限而导致试验停止,试件没有破坏,所以如果发生破坏, θ_u 应该比现有测试值来得大。

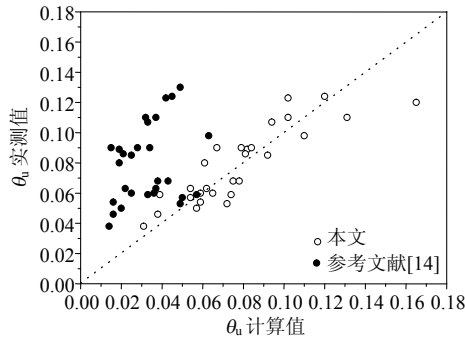


图 8 θ_u 模型计算结果与测试结果比较

Fig.8 Comparison of experimental and analytical θ_u

表 3 侧向位移角测试结果与计算结果

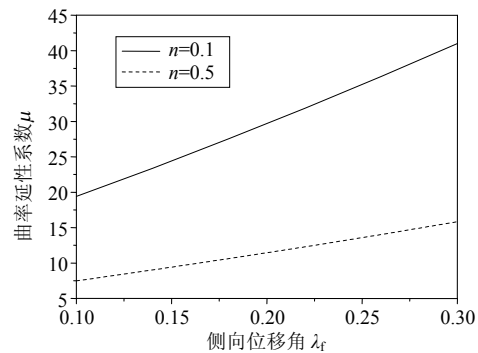
Table 3 Measured and calculated results of ultimate drift ratio

文献	试件	θ_u 实测值	θ_u 计算值本文	θ_u 计算值文献[13]
文献[24]	CSJ-RT	0.053	0.072	0.049
	ST-2NT	0.046	0.040	0.016
文献[15]	ST-3NT	0.046	0.033	0.014
	ST-4NT	0.089	0.086	0.019
	ST-5NT	0.090	0.067	0.015
文献[25]	FCS-1	0.063	0.064	0.022
	FCS-2	0.054	0.063	0.016
	RC-1	0.120	0.172	0.049
文献[22]	RC-2	0.110	0.141	0.032
	RC-3	0.090	0.088	0.034
	C60N1-F	0.059	0.077	0.057
	C60N2-F	0.057	0.056	0.050
文献[12]	C80N1-F	0.068	0.075	0.043
	C80N2-F	0.063	0.055	0.037
	C80N3-F	0.059	0.040	0.033
	J1	0.085	0.097	0.025
	J2	0.086	0.085	0.021
	J3	0.086	0.085	0.021
	J4	0.126	0.123	0.045
	J5	0.112	0.104	0.037
	J6	0.125	0.105	0.042
文献[13]	J7	0.109	0.098	0.033
	J8	0.100	0.110	0.063
	CH1	0.050	0.060	0.020
	CH2	0.090	0.082	0.028
	CH3	0.080	0.064	0.019
	CL1	0.068	0.078	0.038
	CL2	0.060	0.059	0.025
	CL3	0.060	0.065	0.036

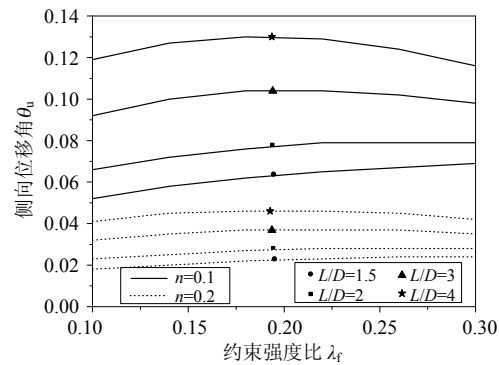
文献[13]提出了 θ_u 的计算方法, 根据其提出的方法计算的 θ_u 值也列于表 3 中, 在图 8 中示出了其计算结果。根据统计, θ_u 计算值与测试值比值的平均值为 0.43, 离散系数(COV)为 49.1%, 可见计算结果离散性较大。原因可能是 ϕ_u 计算时没有考虑截面应变梯度的影响, 并且加固柱 l_p 计算公式取的是未加固柱的计算公式。

4 参数讨论

本节对影响 FRP 加固 RC 圆柱变形能力的主要因素进行参数分析, 进一步了解 FRP 加固 RC 圆柱变形能力的特点。参数分析时, 模型柱直径 600mm, 保护层厚度 25mm, 混凝土圆柱体强度为 36MPa; 20 根直径 20mm 的纵筋沿圆周均匀分布, 屈服强度 400MPa。根据计算 $\rho_l = 2.25\%$, $\lambda_l = 0.25$ 。加固用 FRP 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。在轴压比为 0.1 和 0.5 时, 约束强度比 λ_f 与截面曲率延性系数 μ_ϕ 的关系见图 9(a), 与侧向位移角 θ_u 的关系见图 9(b)。



(a) 曲率延性系数和约束强度比关系



(b) 侧向位移角和约束强度比关系

图 9 约束强度比对变形能力的影响

Fig.9 The influence of confinement ratio to deformation capacity

从图 9(a)中可以看出 μ_ϕ 随 λ_f 增加呈线性增加, 在低轴压下增加的速度更快。而图 9(b)显示 θ_u 并不随着 λ_f 增加一直增加, 在 λ_f 较少时 θ_u 随 λ_f 增加而增加; 当 λ_f 达到一定程度时 λ_f 增加对 θ_u 影响很小; 随着 λ_f 进一步增加, θ_u 会减小。原因是虽然 ϕ_u 随着 λ_f 增加一直增加, 但是 $\lambda_f \geq 0.1$ 时, λ_f 增加会导致加固柱 l_p 降低, 这对侧向变形能力不利, 所以在两者共同作用下, θ_u 呈现先增加后减小的现象。这

一现象和试验结果吻合,表 1 中柱 CL3 比柱 CL2 多用了一层 CFRP,其余参数完全相同,只是柱 CL3 的 CFRP 用量比柱 CL2 多用了一层,但 θ_u 没有得到任何提高。表 2 中文献[12]的柱 C60N1-F 和柱 C80N1-F,试验参数除了混凝土强度不同外其他都相同,柱 C60N1-F 相对柱 C80N1-F 混凝土强度低,所以其 λ_f 较大,而实测的 θ_u 较小,体现了 λ_f 较大时, λ_f 增加对柱顶侧向变形不利。柱 C60N2-F 和柱 C80N2-F 也同样存在这种现象。这几个柱子 λ_f 都比较大,表明在 λ_f 较大时, λ_f 的增加会导致 θ_u 降低。

文献[26]对 FRP 加固柱变形能力评估进行了系统研究,认为截面曲率延性 $\mu_\phi < 8$ 为低延性, $8 \leq \mu_\phi < 13$ 为中等延性, $\mu_\phi \geq 13$ 为高延性。从图 9(a) 看出,在低轴压时 $\lambda_f = 0.1$ 就能实现截面的高延性,而在高轴压时, $\lambda_f = 0.25$ 能达到 $\mu_\phi \geq 13$ 的高延性要求。从图 9(b) 看出在高轴压时 $\lambda_f = 0.25$ 时 θ_u 正好处于最大值附近, λ_f 进一步增加会使 θ_u 下降,所以为了满足截面具有较高延性的要求,同时考虑 θ_u 变化特点,对于高轴压柱 λ_f 合理的上限范围在 0.2~0.25 之间, λ_f 过大对 θ_u 不利。 λ_f 取值也不宜过小, λ_f 过小截面的曲率延性和构件的侧向变形能力都不得保证。对于低轴压柱, $\lambda_f = 0.1$ 就能同时实现截面延性和侧向位移的变形要求,体现了低轴压时 FRP 加固圆柱具有很高的效率。另外还有一点值得说明的是这里讨论的轴压比是试验轴压比,在换算成设计轴压比时要考虑相应的系数^[27]。

5 结论

本文结合数值计算、理论分析和试验数据统计对 FRP 加固 RC 圆柱在地震荷载作用下的变形能力进行了研究,得到的主要结论有:

(1) 截面屈服曲率主要受轴压比、纵筋的用量和强度影响,高轴压会使屈服曲率有较大降低,纵筋的用量和强度的增加都会提高截面屈服曲率。根据试验结果提出了截面极限曲率的计算方法,考虑了截面应变梯度的影响。

(2) FRP 用量对加固柱塑性铰长度有显著影响,根据 29 个大比例柱试验结果,通过回归分析,得到了塑性铰长度计算模型。FRP 加固既可提高截面弯矩梯度,又会增加混凝土和纵筋的粘结应力;在这两种机理作用下,加固柱塑性铰长度随 FRP 加固用量增加表现出先增加后减小的规律。结合运用集中塑性铰法,对加固柱侧向位移角进行计算的精度

较高。

(3) 加固柱变形能力并不随 FRP 用量增加而一直增加,当用量增加到一定程度后,侧向位移角会有所降低。对于承受高轴压柱,约束强度比在 0.2~0.25 之间能使柱有较好的截面曲率延性和柱顶侧向位移角变形能力。对于低轴压柱约束强度比等于 0.1 就能使加固柱达到较好的变形能力。

参考文献:

- [1] 徐培福,戴国莹. 超限高层建筑结构基于性能抗震设计的研究[J]. 土木工程学报, 2005, 38(1): 1-10.
Xu Peifu, Dai Guoying. Performance-based seismic design of tall building structures beyond the code-specification [J]. China Civil Engineering Journal, 2005, 38(1): 1-10. (in Chinese)
- [2] Wu Y F, Liu T, Oehlers D J. Fundamental principles that govern retrofitting of reinforced concrete columns by steel and FRP jacketing [J]. Advances in Structural Engineering, 2006, 9(4): 507-533.
- [3] Priestley M J N, Seible F, Calvi M. Seismic design and retrofit of bridges [M]. New York: Wiley, 1996: 686.
- [4] Paultre P, Légeron F. Confinement reinforcement design for reinforced concrete columns [J]. Journal of Structural Engineering ASCE, 2008, 134(5): 738-749.
- [5] 李静, 钱稼茹. 碳纤维布约束混凝土柱的非线性分析[J]. 工程力学, 2005, 22(1): 159-163.
Li Jing, Qian Jiuru. Nonlinear analysis of carbon fiber sheet confined concrete columns [J]. Engineering Mechanics, 2005, 22(1): 159-163. (in Chinese)
- [6] Sause R, Harries K A, Walkup S L. Flexural behaviour of concrete columns retrofitted with carbon fiber-reinforced polymer jackets [J]. ACI Structural Journal, 2004, 101(5): 708-716.
- [7] 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 Zhishen, 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. (in Chinese)
- [8] 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 Zhaohui, Pan Deen. Study on lateral deformability of reinforced concrete frame columns [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2001, 21(2): 103-108. (in Chinese)
- [9] 张柯, 岳清瑞, 叶列平. 碳纤维布加固混凝土柱滞回耗能分析及目标延性系数的确定[J]. 工业建筑, 2001, 31(6): 5-8.
Zhang Ke, Yue Qingrui, Ye Lieping. Analysis of

- hysteresis energy dissipation and acceptable ductility factor for concrete column strengthened with CFS [J]. *Industrial Construction*, 2001, 31(6): 5—8. (in Chinese)
- [10] 谢剑, 刘明学, 赵彤. 碳纤维布提高高强混凝土柱抗震能力评估方法[J]. *天津大学学报*, 2005, 38(2): 109—113.
Xie Jian, Liu Mingxue, Zhao Tong. Anti-seismic performance evaluating method of high strength concrete columns retrofitted with CFRP fabric [J]. *Journal of Tianjin University*, 2005, 38(2): 109—113. (in Chinese)
- [11] 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 Dongsheng, Wu Gang, Wu Zhishen, 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. (in Chinese)
- [12] 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 Zhenyu, Lu Xuelei, 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. (in Chinese)
- [13] Gu Dongsheng, Wu Gang, Wu Zhishen, et al. The confinement effectiveness of FRP in retrofitting circular concrete columns under simulated seismic load [J]. *Journal of Composites for Construction ASCE*, 2010, 14(5): 531—540.
- [14] Binici B. Design of FRPs in circular bridge column retrofits for ductility enhancement [J]. *Engineering Structures*, 2008, 30: 766—776.
- [15] 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.
- [16] Lehman D E, Moehle J P. Seismic performance of well-confined concrete bridge columns [R]. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2000: 316.
- [17] Paultre P, Eid R, Robles H I, et al. Seismic performance of circular high-strength concrete columns [J]. *ACI Structural Journal*, 2009, 106(4): 395—404.
- [18] Watson S, Park R. Simulated seismic load tests on reinforced concrete columns [J]. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 1994, 120(6): 1825—1849.
- [19] Berry M P, Eberhard M O. Practical performance model for bar buckling [J]. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 2005, 131(7): 1060—1070.
- [20] Lam L, Teng J G. Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete [J]. *Construction and Building Materials*, 2003, 17: 471—489.
- [21] Gu Dongsheng, Wu Gang, Wu Zhishen. Ultimate flexural strength of normal section of FRP confined RC circular columns [J]. *Journal of Southeast University (English Edition)*, 2010, 26(1): 107—111.
- [22] 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.
- [23] Chai Y H, Priestley M J N, Seible F. Seismic retrofit of circular bridge columns for enhanced flexural performance [J]. *ACI Structural Journal*, 1991, 88(5): 572—584.
- [24] Xiao Y, Wu H, Martin G R. Prefabricated composite jacketing of RC columns for enhanced shear strength [J]. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 1999, 125(3): 255—264.
- [25] Li Y F, Sung Y Y. A study on the shear-failure of circular sectioned bridge column retrofitted by using CFRP jacketing [J]. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, 2004, 23(8): 811—830.
- [26] Sheikh S A, Li Y M. Design of FRP confinement for square concrete columns [J]. *Engineering Structures*, 2007, 29: 1074—1083.
- [27] 张国军, 吕西林, 刘伯权. 轴压比超限时框架柱的恢复力模型研究[J]. *建筑结构学报*, 2006, 27(1): 90—98.
Zhang Guojun, Lü Xilin, Liu Boquan. Research on restoring force models of frame columns with ultra-limited axial compression ratio [J]. *Journal of Building Structures*, 2006, 27(1): 90—98. (in Chinese)