

文章编号: 1000-4750(2015)02-0147-07

预应力碳纤维条带加固混凝土圆柱的 地震损伤模型

周长东¹, 李 慧², 田 腾³

(1. 北京交通大学土木建筑工程学院, 北京 100044; 2. 国家知识产权局专利局专利审查协作江苏中心, 江苏 苏州 215011;

3. 中广电广播电影电视设计研究院, 北京 100045)

摘 要: 为了研究预应力碳纤维条带加固混凝土圆柱的地震损伤性能, 利用包括对比柱在内的 13 根混凝土圆柱试验数据, 对修正的 Park-Ang 损伤模型进行改进, 建立了预应力碳纤维条带加固混凝土圆柱的地震损伤模型; 根据试件的轴压比、纵向配筋率、考虑了预应力碳纤维条带及箍筋的双重横向约束作用对组合参数进行非线性回归分析, 得到了该文推荐模型中组合参数的经验表达式; 基于所提出的地震损伤模型, 计算出了不同损伤状态的特征点所对应的地震损伤指标, 据此给出了预应力 CFRP 加固混凝土圆柱的抗震分级标准; 有限元分析得到的 CFRP 加固混凝土圆柱的损伤指标与试验结果基本符合, 证明了该损伤模型以及加固柱的抗震等级划分标准的合理性。

关键词: 地震损伤模型; 钢筋混凝土圆柱; 预应力碳纤维条带; 主动约束; 抗震性能等级

中图分类号: TU375.3; U445.7+2 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2013.08.0789

SEISMIC DAMAGE MODEL OF CIRCULAR REINFORCED CONCRETE COLUMNS STRENGTHENED WITH PRESTRESSED CFRP STRIPS

ZHOU Chang-dong¹, LI Hui², TIAN Teng³

(1. School of Civil Engineering, Beijing Jiaotong University, Beijing 100044, China;

2. Patent Examination Cooperation Jiangsu Center of the Patent Office, SIPO, Suzhou, Jiangsu 215011, China;

3. Radio, Film and Television Design and Research Institute, Beijing 100045, China)

Abstract: To study the seismic damage behavior of circular reinforced concrete columns strengthened with pre-stressed Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) strips, the Park-Ang damage model was modified by studying the test data of 13 RC columns, and then the seismic damage model of circular concrete columns strengthened with pre-stressed CFRP strips was established. According to the nonlinear regression analysis of axial load ratio, longitudinal reinforcement ratio and double transverse confinement from pre-stressed CFRP strips and stirrups, the experienced expression of the combination parameter of the recommended model was proposed. Based on the recommended model, damage indexes corresponding with the feature points of different damage statuses were calculated, and then the criteria for the classification of seismic performance levels for reinforced concrete circular columns strengthened with pre-stressed CFRP were concluded. The finite element analysis results of the damage indexes showed good agreement with the experiment results, which indicates the rationality of the recommended damage model and the classification standards for reinforced concrete circular columns strengthened with pre-stressed CFRP.

收稿日期: 2013-08-28; 修改日期: 2014-04-24

基金项目: 国家自然科学基金项目(51178029)

通讯作者: 周长东(1971—), 男, 山东人, 教授, 博士, 博导, 主要从事工程结构鉴定与加固等方面的研究(E-mail: zhouchangdong@163.com).

作者简介: 李 慧(1986—), 女, 河北人, 硕士生, 主要从事工程结构加固方面的研究(E-mail: lihui_xbc@163.com);

田 腾(1986—), 男, 河北人, 硕士生, 主要从事工程结构加固方面的研究(E-mail: ttkb24@163.com).

Key words: seismic damage model; circular reinforced concrete column; pre-stressed CFRP strips; active confinement; seismic performance level

为有效控制地震造成的损失,人们提出了基于性能的抗震设计思想,大多数学者认为采用基于位移的抗震设计方法是实现基于性能的抗震设计理念最为便捷有效的途径。要实现基于性能的抗震设计,就必须有效评定和控制结构在地震作用下的损伤。采用地震损伤模型能够准确评定结构或构件的损伤水平,1985年 Park 和 Ang^[1-2]提出钢筋混凝土结构基于变形和能量的双参数损伤模型得到了各国学者的广泛认可,并在此基础上进行了广泛的研究,并提出了修正的 Park-Ang 模型^[3-4],研究的对象都是普通的钢筋混凝土结构。

改变使用功能、自然灾害或人为破坏、施工或建筑材料质量低劣、设计失误等原因,将会导致混凝土结构或构件的可靠性不能满足抗震规范要求,需要对其进行补强加固。预应力碳纤维布(Carbon Fiber Reinforced Polymer, CFRP)加固混凝土圆柱,可对混凝土提供主动约束,限制混凝土裂缝的发生和开展,抑制混凝土的损伤和断裂,有效提高原结构的承载能力和抗震性能^[5]。

本文针对预应力 CFRP 加固后混凝土圆柱的地震损伤性能进行研究,利用 13 根混凝土圆柱的试验数据,对修正的 Park-Ang 模型进行改进,建立了预应力碳纤维条带加固混凝土圆柱的地震损伤模型,研究了该模型的耗能因子取值,根据试件的轴压比、纵向配筋率、预应力碳纤维条带及箍筋的双重横向约束作用等影响参数进行非线性回归分析,得到了耗能因子的经验表达式,并通过数值模拟分

析,验证了此模型的准确性。

1 试验概况

1.1 试验设计和材料性能

共对 13 根悬臂圆形混凝土墩柱进行了低周反复荷载试验,其中 1 根为未加固对比柱,其余 12 根为不同工况下的加固柱^[5],研究了预应力 CFRP 加固圆形混凝土墩柱的抗震损伤性能。试验柱截面直径 300mm,柱身高 525mm,柱头高 450mm,底座高 450mm,纵筋 6 ϕ 25,并伸入到底座底部,箍筋 ϕ 6@150,保护层厚度 25mm。试件轴压比 n_0 分别为 0.25、0.40、0.55、0.70 和 0.82,试件详图及加固方案见图 1,材料的力学性能指标见表 1,试件的详细分组情况列于表 2。

表 1 材料性能指标

Table 1 Material properties

材料类型	弹性模量/GPa	立方体抗压强度/MPa	屈服强度/MPa	极限抗拉强度/MPa	极限应变	每层厚度/mm
C35	31.8	34.2	—	2.60	0.003	—
C40	32.6	40.6	—	2.90	0.003	—
ϕ 6	200	—	382	530	0.010	—
ϕ 25	200	—	362	542	0.010	—
CFRP	241	—	—	3710	0.017	0.167

首先施加竖向荷载至轴向力预定值,然后循环施加水平荷载。水平荷载根据《建筑抗震试验方法规程》(JGJ01-96)^[6]采用荷载和位移双控制方法,在试件屈服以前,按照水平荷载控制,每级荷载进行一次循环,主要荷载级差为 30kN,试验开始以及

表 2 试件详细参数

Table 2 Detail parameters of specimens

试件编号	混凝土等级	轴压比 n_0	加固形式	预应力值	R/mm	$\rho_v /(\%)$	$\rho_l /(\%)$	f'_c / MPa	f_y / MPa	f_{yv} / MPa	α	试件破坏时纤维布应变	α_n
T1	C40	0.40	未加固	—	150	0.32	2.32	32.07	362	382	—	—	0.00
T2	C40	0.40	CFRP 条带	0.00	150	0.32	2.32	32.07	362	382	0	0.002 17	0.13
T3	C40	0.40	预应力 CFRP 条带	0.10	150	0.32	2.32	32.07	362	382	0.10	0.004 32	0.25
T4	C40	0.40	预应力 CFRP 条带	0.20	150	0.32	2.32	32.07	362	382	0.20	0.005 20	0.31
T5	C40	0.40	预应力 CFRP 条带	0.30	150	0.32	2.32	32.07	362	382	0.30	0.007 29	0.43
T6	C25	0.25	预应力 CFRP 条带	0.20	150	0.32	2.32	32.07	362	382	0.20	0.004 87	0.29
T7	C55	0.55	预应力 CFRP 条带	0.20	150	0.32	2.32	32.07	362	382	0.20	0.003 86	0.23
T8	C55	0.55	预应力 CFRP 条带	0.25	150	0.32	2.32	32.07	362	382	0.25	0.006 91	0.41
T9	C35	0.70	预应力 CFRP 条带	0.10	150	0.32	3.00	27.02	350	382	0.10	0.005 76	0.34
T10	C35	0.82	预应力 CFRP 条带	0.20	150	0.32	3.00	27.02	350	382	0.20	0.006 10	0.36
T11	C35	0.70	预应力 CFRP 条带	0.10	150	0.32	3.00	27.02	350	382	0.10	0.005 08	0.30
T12	C35	0.82	预应力 CFRP 条带	0.20	150	0.32	3.00	27.02	350	382	0.20	0.007 13	0.42
T13	C40	0.40	双层预应力 CFRP 条带	0.20	150	0.32	2.32	32.07	362	382	0.20	0.005 30	0.31

试件接近屈服时级差为 5kN；试件屈服以后，按照位移控制加载，级差为屈服位移(为安全考虑，在试件接近破坏时，取屈服位移的半数值为级差)，每级进行 3 次循环，荷载逐步递增，直到水平荷载下降到极限荷载的 85%。

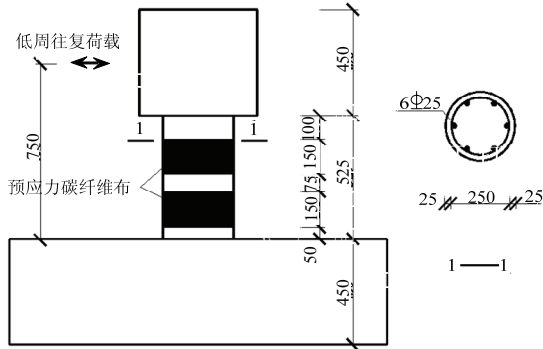


图 1 试件详图 /mm
Fig.1 Details of specimen

1.2 碳纤维布的预应力施加方法

通过图 2 所示的锚具对纤维布施加预应力，使用扳手交替同步旋紧锚具上下两根螺杆的螺母，以保证两根螺杆在张拉的过程中受力均衡，并通过实时测量每套锚具两端的 4 个电阻应变片的数据，控制碳纤维布的预应力大小。



图 2 碳纤维布预应力施加方法
Fig.2 Lateral pre-stressing method of CFRP

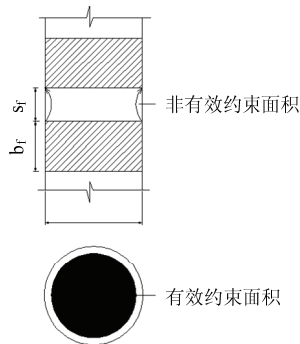


图 3 有效约束面积
Fig.3 Effective confined area

2 损伤模型的确定

2.1 修正的 Park-Ang 模型

1985 年，Park-Ang^[1-2]提出了变形与耗能组合的双参数地震损伤模型如下：

$$D_{PA} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta_{PA} \frac{\int dE}{Q_y \delta_u} \quad (1)$$

式中： D_{PA} 为损伤指标； δ_m 为地震作用下构件的最大变形； δ_u 为单调加载下构件的极限变形； Q_y 为构件的屈服强度； $\int dE$ 为构件的累积滞回耗能；

β_{PA} 为组合参数，可按下式计算：

$$\beta_{PA} = \left(-0.447 + 0.073 \frac{L}{d} + 0.24n_0 + 0.314\rho_t \right) \cdot 0.7\rho_v \quad (2)$$

式中： L/d 为剪跨比； n_0 为轴压比； ρ_t 为受拉纵筋配筋率； ρ_v 为体积配箍率。

Park-Ang 双参数地震损伤模型综合考虑了最大变形和累积耗能的贡献，比只考虑最大变形或者耗能的损伤模型更合理，因此得到了广泛的应用^[3]。

陈林之等^[4]指出，Park-Ang 模型存在上下界不收敛的不足：往复加载情况下，结构在弹性阶段应无损伤，而根据式(1)计算此时的损伤指标 D_{PA} 不为 0；单调加载至破坏时，损伤指标 D_{PA} 不为 1。基于此，陈林之等提出修正的 Park-Ang 模型如下：

$$D = (1 - \beta) \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \frac{\int dE}{F_y(\delta_u - \delta_y)} \quad (3)$$

式中： D 为损伤指标； β 是耗能因子， $0 < \beta < 1$ ； δ_y 为结构屈服时的变形， $F_y(\delta_u - \delta_y)$ 为理想弹塑性体系在单调加载至破坏时的耗能总量。

结构或构件在开裂以前变形与极限变形相比非常小，式(3)第一项近似为 0；且开裂前为弹性阶段，此时 $\int dE = 0$ ，故结构的损伤指标近似为 0；

在单调加载至破坏的情况下，假设该模型为理想弹塑性体系，耗能总量为 $\int dE = F_y(\delta_u - \delta_y)$ ，此时损伤指标为 1.0；表明该模型在上下界收敛。相比 Park-Ang 模型，该修正模型能够更好的满足上下界收敛的条件，故本文在此模型的基础上建立预应力 CFRP 加固钢筋混凝土圆柱的损伤模型。

2.2 耗能因子的确定

本文采用课题前期试验^[5]中的 13 根钢筋混凝土圆柱的试验数据确定耗能因子 β ，试件的详细参数见表 2。其中 R 是圆柱截面半径； ρ_v 是体积配箍率； ρ_t 是受拉纵筋配筋率； ρ' 是受压纵筋配筋率； f'_c 是混凝土圆柱体抗压强度； f_y 是纵筋屈服强度； f_{yv} 是箍筋屈服强度； n_0 是试件轴压比； α 是纤维布的预应力力度， $\alpha = 0.1$ 表示纤维布预应力是其抗拉强度的 0.1 倍。

将试验数据代入式(3)，令损伤指标 D 为 1.0，反推计算得到耗能因子 β ，计算时需要确定单调加载下的极限变形值 δ_u 。

对于单调加载下预应力 CFRP 包裹的试件的极限变形值 δ_u ，本文将 CFRP 折算为箍筋，从而计算加固后钢筋混凝土圆柱在单调加载下的极限位移。

根据纤维布有效约束系数^[7]确定混凝土的约束程度, 则碳纤维布与箍筋的折算面积配箍率 ρ_{sv} 以及碳纤维布的折算体积配箍率 $\rho_{v,f}$ 分别为:

$$\rho_{sv} = \rho'_{sv} + \alpha_h \frac{2n_{cfpr} A_{cfpr}}{s'_f b} \cdot \frac{f_{cfpr}}{f_{yv}} \quad (4)$$

$$\rho_{v,f} = \alpha_h \cdot \frac{A_{cfpr} l_{cfpr}}{A_g s'_f} \cdot \frac{f_{cfpr}}{f_{yv}} \quad (5)$$

式中: ρ'_{sv} 为箍筋的面积配箍率, $\rho'_{sv} = A_{sv} / bs_h = nA_{sv1} / bs_h$; n 为发挥抗剪作用的箍筋肢数; A_{sv1} 为单肢箍筋截面面积; b 为被加固柱的截面宽度, 对于圆形截面 $b = 1.76R$; s_h 为箍筋间距; n_{cfpr} 为碳纤维布的层数; A_{cfpr} 为碳纤维条带截面面积; l_{cfpr} 为纤维布条带的长度; f_{cfpr} 为纤维布条带的抗拉强度; f_{yv} 为箍筋的屈服强度; A_g 为柱截面面积; s'_f 为碳纤维布的中心间距; α_h 为纤维布有效拉应变系数, 定义为试验实测的CFRP极限应变与CFRP在材性试验中极限应变的比值, 由前期试验数据^[5]得到的 α_h 值如表2。

本试验中的碳纤维条带并没有将柱身全部包裹, 而是采用碳纤维条带间隔包裹, 碳纤维条带包裹的有效约束示意图如图3所示, CFRP的约束力通过拱作用施加到核心混凝土上。

将拱作用假设为初始角为 45° 的抛物线, 以圆柱体最薄弱的截面的面积作为有效约束面积^[8]。本文引入CFRP的间距影响系数 β_f , 定义为有效约束面积与整个截面面积之比:

$$\beta_f = \left(1 - \frac{s_f}{4R}\right)^2 \quad (6)$$

式中: s_f 为相邻CFRP条带之间的净距; R 为试件半径。

则预应力CFRP的有效约束应力 f_{lf} 为:

$$f_{lf} = \alpha_h \beta_f \cdot \frac{t_f f_{cfpr}}{R} \quad (7)$$

式中, t_f 为碳纤维布厚度。

根据Harajli^[9]提出的考虑FRP和箍筋的双重本构模型:

$$f_c = f'_c + 4.1f_{lf} + 4.1f_{ls} \frac{A_{cc}}{A_g} \quad (8)$$

$$f_{ls} = \left(\frac{k_v \rho_v E_s}{2}\right) \cdot \varepsilon_l \leq \left(\frac{k_v \rho_v}{2}\right) \cdot f_{yv} \quad (9)$$

式中: f_c 为约束混凝土的峰值应力; f'_c 为未约束混凝土的峰值应力; f_{lf} 为FRP对混凝土的约束应力, 由式(7)可得; f_{ls} 为箍筋对混凝土的约束应力;

A_{cc} 为箍筋约束核心混凝土的面积; E_s 为箍筋弹性模量; ε_l 为箍筋应变; k_v 为箍筋有效约束系数, 对于圆形箍筋, 根据Mander和Priestley^[10]所提出的如下公式计算:

$$k_v = \frac{\left(1 - \frac{s'}{2d_s}\right)^2}{1 - \rho_{cc}} \quad (10)$$

式中: s' 为箍筋间距; d_s 为箍筋中心线之间的约束截面直径; ρ_{cc} 为纵筋面积与 d_s 的比值。

将FRP的横向约束效应等效于箍筋的横向约束效应, 则有FRP折算有效约束系数:

$$k_f = \frac{f_{lf}}{0.5\rho_{v,f} E_s \varepsilon_{l0}} \cdot \frac{A_g}{A_{cc}} \quad (11)$$

式中: $\rho_{v,f}$ 为FRP折算体积配箍率, 由式(5)可得; ε_{l0} 为箍筋屈服应变, 取为0.01。

FIB研究报告^[11]根据1282个钢筋混凝土构件的试验数据, 回归出具有较高精确度的普通混凝土圆形墩柱在单调加载下极限位移计算公式。本文采用此公式计算试件单调加载下的极限位移:

$$\delta_u = \theta_u L \quad (12)$$

$$\theta_u = 0.0254 \cdot 0.3^{n_0} \left(\frac{\max(0.01, \omega')}{\max(0.01, \omega)} \cdot f'_c \right) \left(\frac{L}{d} \right)^{0.425} 25^{k \rho_{sv} \frac{f_{yv}}{f'_c}} \quad (13)$$

式中: θ_u 为单调加载下的极限弦转角; n_0 为试件轴压比; ω 为受拉纵向钢筋配筋特征值, $\omega = f_y A_s / (f'_c A_g)$; ω' 为受压纵向钢筋配筋特征值, $\omega' = f'_y A'_s / (f'_c A_g)$; L/d 为试件剪跨比; ρ_{sv} 为平行于加载方向的面积配箍率, 由式(4)可得; k 为有效约束系数:

$$k = k_v + k_f \quad (14)$$

式中: k_v 、 k_f 分别按照式(10)、式(11)计算。

当构件处于极限破坏状态时, $D = 1$, 反算公式(3)损伤模型中的耗能因子 β 得:

$$\beta = \frac{F_y (\delta_u - \delta_m) (\delta_u - \delta_y)}{\delta_u \int dE - \delta_m F_y (\delta_u - \delta_y)} \quad (15)$$

通过上述计算得到试验的损伤模型的耗能因子 β 如表3所示。 β 均值为0.06, 标准差0.045, 离散系数为75%。因为预应力CFRP加固钢筋混凝土柱损伤性能的复杂性, 导致计算所得的耗能因子 β 具有较大的离散性。在损伤指标中, 位移项所占比例 D_δ / D 均值为57%, 能量项所占比例 D_E / D 均值为43%, 可见位移项和能量项的贡献都不能忽略, 证明了采用双参数损伤模型的必要性。

耗能因子与结构延性有关,延性越好,结构耗能能力越大, β 则越小。对比试件 T3、T7、T10、T12 的试验结果发现,随着轴压比增大, β 值有增大的趋势;对比试件 T1、T2、T3、T4 的 β 值可知,在轴压比较低的情况下预应力越大,耗能因子越小;而对比 T9、T10、T11、T12 可知,在轴压比较高的情况下,预应力 CFRP 还没充分发挥作用,柱底部未包裹纤维布的部分就已经发生压溃式破坏,提高纤维布的预应力对试件延性的影响不明显。由表 3 可以看到,T5 的耗能因子较大,且其加固效果不理想,故在工程实际中不建议使用采用 0.3 以上的预应力进行加固。横向约束较强的构件,其延性一般也比较好,故 β 值较小。

表 3 耗能因子 β 及损伤指标 D Table 3 Dissipation factor β and damage index D

试件编号	β	D_s/D	D_E/D	D
T1	0.083	0.56	0.44	0.82
T2	0.033	0.70	0.30	1.10
T3	0.031	0.66	0.34	1.15
T4	0.024	0.64	0.36	1.31
T5	0.188	0.28	0.72	0.51
T6	0.049	0.55	0.45	0.97
T7	0.025	0.77	0.23	1.17
T8	0.049	0.54	0.46	0.97
T9	0.048	0.59	0.41	0.98
T10	0.050	0.61	0.39	0.97
T11	0.071	0.60	0.40	0.87
T12	0.082	0.50	0.50	0.80
T13	0.049	0.39	0.61	0.96

预应力 CFRP 加固柱的横向约束作用不仅需考虑箍筋约束作用,还需考虑 CFRP 约束的作用,故本文采用 Harajli 提出的考虑 FRP 和箍筋的双重本构模型,以 $k\rho_{sv}f_{yv}/f'_c$ 表征构件的横向约束情况。根据试验数据,采用软件 1stOpt 进行非线性回归出耗能因子 β 的表达式如下:

$$\beta = (0.746n_0^{11.18} + 0.663\rho_t) \times 0.044 \frac{k\rho_{sv}f_{yv}}{f'_c} + 0.025 \quad (16)$$

本文从 13 个试件中选择弯剪破坏及弯曲破坏形式的试件,其 β 值平均为 0.045,则式(3)可改写为:

$$D = 0.955 \frac{\delta_m}{\delta_u} + 0.045 \frac{\int dE}{F_y(\delta_u - \delta_y)} \quad (17)$$

根据式(17)计算出试件在极限破坏状态时对应的损伤指标见表 3,其均值为 0.97,标准差为 0.20,离散系数为 20.6%。如图 4 可见,根据本文非线性

回归得到的耗能因子 β 的经验公式代入到损伤模型中,计算得到破坏点的损伤指标平均值接近 1.0,离散性较小。

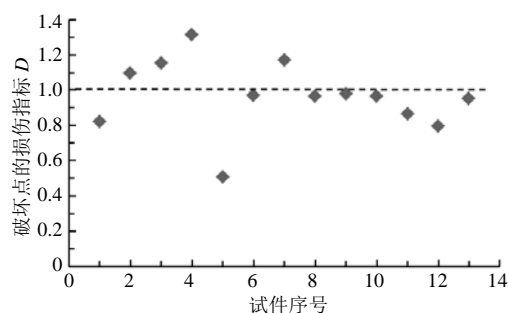


图 4 本文损伤模型计算结果

Fig.4 Calculated results of the recommended damage model

3 基于损伤指标的抗震性能等级划分

根据《建筑抗震鉴定标准》^[12]、《建筑抗震加固技术规程》^[13]以及《建筑地震破坏等级划分标准》^[14]等现行规范中对钢筋混凝土结构综合抗震能力等级的划分及加固修复技术的相关规定,本文将预应力 CFRP 加固钢筋混凝土圆柱的抗震性能等级分为以下 5 个等级:

1) 基本完好。损伤指标 $D \leq 0.08$,此阶段结构基本均未损坏,柱身未看到明显裂纹,纤维布平整,此水平与抗震规范“三水准”中的“小震不坏”相一致,从正常使用角度和承载力安全角度来讲均不需要修复,结构基本处于弹性阶段。

2) 轻微破坏。损伤指标 $0.08 < D \leq 0.16$,此阶段结构产生轻微的损伤,构件轻微开裂,底部出现水平裂缝,纤维布仍然较平整,不影响正常使用,只需稍作修复即可。相当于中震水平中的“中小震”水平。

3) 中度破坏。损伤指标 $0.16 < D \leq 0.60$,此阶段结构产生了明显的损伤,构件接近屈服或已屈服,柱身出现细微斜裂缝,需要进行加固修复才能保证结构功能上的完整性。此水平与抗震规范“三水准”中的“中震可修”相一致。

4) 严重破坏。损伤指标 $0.60 < D \leq 1.0$,此阶段构件产生了较大的损伤,但不致倒塌,底部水平裂缝已开展,纤维布有鼓起和纹理错乱的现象,结构已不适宜继续使用,在技术上和经济上的修复都是不可行的。此水平与抗震规范“三水准”中的“大震不倒”相一致。

5) 倒塌。损伤指标 $D > 1.0$,构件已破坏,结构丧失承载能力等全部功能,纤维布拉断,不可以

修复。在近年来的震害统计中发现,构件的破坏是导致结构倒塌的重要原因,而柱这一竖向承重构件的破坏是造成结构破坏的主要原因。

基于预应力 CFRP 加固后的试件在低周往复荷载下的试验数据及前面提出的预应力 CFRP 加固柱的损伤模型,计算试件的开裂点、屈服点、最大荷载点以及极限破坏点等 4 个特征点的损伤值,作为确定预应力 CFRP 加固钢筋混凝土圆墩柱的性能等级的依据。开裂点作为第 1 性能等级(基本完好)的上限,采用试验过程中观察到柱身出现裂缝的上一级加载中最大位移时的点作为开裂点;屈服点作为第 2 性能等级(轻微破坏)的上限,将加载过程中第一根纵筋屈服所对应的点作为屈服点;最大荷载点作为第 3 性能等级(中度破坏)的上限,选取试验中记录的最大承载力点作为最大荷载点;极限位移点作为第 4 性能等级(严重破坏)的上限,以超过极限承载力之后,承载力下降至极限承载力 85%的点作为极限位移点。

表 4 列出了各特征点对应的损伤指标计算结果。其中开裂点损伤指标的平均值为 0.08,标准差 0.03;屈服点损伤指标平均值 0.16,标准差 0.05;最大荷载点损伤指标平均值 0.62,标准差 0.14。以表 4 中列出的损伤指标为主要性能指标,划分了钢筋混凝土圆柱经预应力 CFRP 加固后的抗震性能等级,如表 5 所示。

表 4 不同损伤状态时对应的损伤指标

Table 4 Damage indexes in different damage statuses

试件编号	开裂点 损伤指标	屈服点 损伤指标	最大荷载点 损伤指标	极限破坏点 损伤指标
T2	0.047	0.177	0.715	1.10
T3	0.076	0.161	0.696	1.15
T4	0.066	0.139	0.727	1.31
T6	0.069	0.122	0.505	0.97
T7	0.120	0.205	0.800	1.17
T8	0.089	0.141	0.560	0.97
T9	0.092	0.172	0.869	0.98
T10	0.095	0.157	0.564	0.97
T11	0.134	0.213	0.768	0.87
T12	0.064	0.161	0.529	0.80
T13	0.044	0.082	0.566	0.96

表 5 预应力 CFRP 加固钢筋混凝土圆柱性能等级

Table 5 Damage index of reinforced concrete column strengthened with pre-stressed CFRP

正常使用	损伤控制			功能丧失
基本完好	轻微破坏	中度破坏	严重破坏	倒塌
$D \leq 0.08$	$0.08 < D \leq 0.16$	$0.16 < D \leq 0.60$	$0.60 < D \leq 1.0$	$D > 1.0$

4 损伤模型的验证

为了验证本文回归的损伤模型耗能参数数值的有效性,用 ABAQUS 有限元模拟得到的往复加载下滞回曲线的累积滞回耗能,骨架曲线的屈服荷载、屈服位移、最大位移,及单调加载下的极限位移,代入损伤模型式(17),得出 T2、T3、T4、T6、T7 及 T8 在屈服点、最大荷载点、极限破坏点的损伤指标,如表 6 所示。

表 6 有限元分析结构不同损伤状态时对应的损伤指标

Table 6 Damage indexes in different damage statuses

试件编号	屈服点 损伤指标	最大荷载点 损伤指标	极限破坏点 损伤指标
T2	0.182	0.724	1.18
T3	0.166	0.712	1.20
T4	0.142	0.742	1.34
T6	0.140	0.546	1.02
T7	0.212	0.820	1.22
T8	0.150	0.605	1.03

屈服点损伤指标平均值为 0.17,标准差为 0.03;最大荷载点损伤指标平均值为 0.70,标准差为 0.10;屈服点损伤指标平均值为 1.17,标准差为 0.12。可见,将有限元计算结果代入本文所回归的损伤模型,计算得到的构件最终破坏时对应的损伤指标,其平均值在合理范围内,标准差较小;计算出的 D 值对应的损伤程度基本符合试验结果,计算结果离散程度较低;损伤指标值均落在其相应的抗震性能等级中,与试验结果相符。

5 结论

本文采用修正的 Park-Ang 双参数损伤模型,利用前期预应力 CFRP 加固钢筋混凝土圆柱的抗震试验数据,提出了损伤模型耗能因子的确定方法,并通过有限元分析对本文提出的修正损伤模型进行验证。具体结论如下:

(1) 使用预应力 CFRP 加固钢筋混凝土圆墩柱时,碳纤维布的预应力度宜在 0.1~0.25。

(2) 对损伤指标中的系数与试件参数(轴压比,纵向配筋率和 CFRP、箍筋双重横向约束等)进行回归,得出了耗能因子的计算公式,建立了预应力 CFRP 加固混凝土圆柱的双参数地震损伤模型。

(3) 基于前期试验数据,采用本文回归的双参数损伤模型,计算出各特征点的损伤指标值,将预应力 CFRP 加固混凝土圆柱的性能划分为 5 个等级,并给出了 5 个性能等级的损伤指标的分界值。

(4) 利用有限元软件分析结果对损伤模型进行验证, 结果表明本文的损伤模型指标离散性较低, 且均落在本文划分的相应抗震等级中, 证明了本文提出的损伤模型和抗震性能等级划分标准的合理性。

参考文献:

- [1] Young-Ji Park, Alfredo H S Ang. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete [J]. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 1985, 111(4): 722—739.
- [2] Young-Ji Park, Alfredo H S Ang, Yi Kwen Wen. Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings [J]. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 1985, 111(4): 740—757.
- [3] 付国, 刘伯权, 邢国华. 基于有效耗能的改进 Park-Ang 双参数损伤模型及其计算研究[J]. *工程力学*, 2013, 30(7): 84—90.
Fu Guo, Liu Boquan, Xing Guohua. The research and calculation on modified Park-Ang double model based on energy dissipation [J]. *Engineering Mechanics*, 2013, 30(7): 84—90. (in Chinese)
- [4] 陈林之, 蒋欢军, 吕西林. 修正的钢筋混凝土结构 Park-Ang 损伤模型[J]. *同济大学学报(自然科学版)*, 2010, 38(8): 1103—1107.
Chen Linzhi, Jiang Huanjun, Lü Xilin. Modified Park-Ang damage model for reinforced concrete structures [J]. *Journal of Tongji University (Natural Science)*, 2010, 38(8): 1103—1107. (in Chinese)
- [5] 田腾. 预应力碳纤维条带加固圆形混凝土墩柱抗震性能研究[D]. 北京: 北京交通大学, 2011.
Tian Teng. Study on seismic performance of RC circular columns strengthened with pre-stressed CFRP belts [D]. Beijing: Beijing Jiaotong University, 2011. (in Chinese)
- [6] JGJ101-96, 建筑抗震试验方法规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.
JGJ101-96, Specification of seismic test method for Building structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1997. (in Chinese)
- [7] 周长东, 黄承逵. 玻璃纤维聚合物加固混凝土柱抗震性能研究[J]. *哈尔滨工业大学学报*, 2006, 38(3): 427—431.
Zhou Changdong, Huang Chengkui. Investigation on seismic-resistance behavior of concrete columns strengthened with GFRP [J]. *Journal of Harbin Institute of Technology*, 2006, 38(3): 427—431. (in Chinese)
- [8] 朱晞, 江辉. 桥梁墩柱基于性能的抗震设计方法[J]. *土木工程学报*, 2009, 42(4): 85—92.
Zhu Xi, Jiang Hui. Performance-based seismic design method for RC bridge piers [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2009, 42(4): 85—92. (in Chinese)
- [9] Harajli M H. Axial stress-strain relationship for FRP confined circular and rectangular concrete columns [J]. *Cement & Concrete Composites*, 2006, 28(10): 938—948.
- [10] Mander J B, Priestley M J N, Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete [J]. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 1988, 114(8): 1804—1826.
- [11] CEB-FIP. Displacement based seismic design of reinforced concrete buildings [R]. State of art report, the International Federation for Structural Concrete (FIP), Lmismalme, Switzerland, 2003.
- [12] GB50023-95, 建筑抗震鉴定标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1995.
GB50023-95, Standard for earthquake-resistant evaluation of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1995. (in Chinese)
- [13] JGJ116-2009, 建筑抗震加固技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.
JGJ116-2009, Technical specification for seismic strengthening of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2009. (in Chinese)
- [14] GB50023-90, 建筑地震破坏等级划分标准[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1990.
GB50023-90, Standard for earthquake damage level division of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 1990. (in Chinese)