

文章编号: 1000-5013(2008)02-0280-04

HRB400 级钢筋混凝土柱的滞回性能分析

刘良林, 王全凤, 沈章春

(华侨大学 土木工程学院, 福建 泉州 362021)

摘要: 基于 HRB400 级钢筋混凝土柱的试验, 对其滞回性能进行分析与研究, 并对其损伤程度进行评价. 通过比较两种不同的损伤模型, 建议采用一个基于延性系数的损伤模型. 为了找出结构(构件) 的延性系数, 根据试验的结果建立了其与累积滞回耗能的关系图. 针对 4 个 HRB400 级钢筋混凝土柱的试验数据拟合结果, 提出计算累积滞回耗能的方法.

关键词: HRB400 级钢筋混凝土; 延性系数; 累积滞回耗能; 损伤

中图分类号: TU 528.31; TU 375.301

文献标识码: A

近年来, 由于材料科学的发展和实际工程的需要, 新型建筑材料高强钢筋的应用越来越广泛. 为适应我国经济建设发展及促进科技进步, 新修订的《GB 50010- 2002 混凝土结构设计规范》(以下简称《规范》)^[1] 在钢筋的品种上作了重要调整. 《规范》将推荐高质量的 HRB400 级钢筋和高强度、低松弛的预应力钢绞线作为混凝土结构配筋的主导钢筋, 而未列入应用多年的各类冷拉钢筋. 为了与高强钢筋进行匹配, 常常使用高强混凝土作为受压为主的构件, 其特性可以得到相当程度的体现. 在相同条件下, 与普通混凝土构件相比, 高强混凝土构件可显著减小构件的截面尺寸, 从而有效地减轻整个结构的自重、减少钢筋的用量、增加建筑空间. 本文对 HRB400 级钢筋混凝土柱进行试验, 分析其滞回性能.

1 双参数累积损伤模型及结构延性

1.1 损伤参数

工程抗震的实例调查与模型试验表明, 结构整体或者构件局部的破坏可以分为首次超越破坏与累积损伤破坏. 目前, 国内外地震工作者对抗震结构破坏机理的看法是比较一致的^[2]. Park^[3] 等提出了双参数累积模型, 评价结构(构件) 的累积损伤问题. 其中, 描述结构(构件) 损伤程度的损伤参数为

$$D = \frac{X}{X_0} \cdot \frac{\beta E}{Q_y X_u} \quad (1)$$

上式中, X 为循环过程的最大位移幅值; X_0 为单调加载下对应的极限位移值; Q_y 为屈服荷载; β 为耗能因子, 是与钢筋混凝土柱的轴压比、几何尺寸等因素有关的非负参数^[4-5], 有

$$\beta = (-0.357 + 0.73\lambda + 0.24n_0 + 0.31\rho) \cdot 0.7\rho_w \quad (2)$$

式(2)中, λ 为剪跨比, n_0 为轴压比, ρ 为配筋率, ρ_w 为配箍率, 其余变量可按试验柱的配筋和受力的实际情况, 根据钢筋混凝土基本理论的方法进行计算. β 反映了强度的退化现象, 即相同抗力水平下, 最大变形增量仅与滞回耗能的增量有关, 而与位移幅值无关, 强度的退化也仅与耗能有关. 根据 Park 等的分析, 该模型值服从对数正态分布, 其均值为 1.0, 标准差为 0.54^[5]. 通过对骨架曲线进行能量等效处理, 得到低周反复荷载作用下 4 个试件的相应参数, 如表 1 所示. 表 1 中, μ 为位移延性系数, E 为累积滞回耗能, D^* 为通过文[6] 计算得到的损伤参数.

收稿日期: 2007-08-13

作者简介: 刘良林(1983-), 男; 通讯作者: 王全凤(1945-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事结构工程的研究. E-mail: qfwang@hqu.edu.cn.

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50578066/E080507)

1.2 损伤评价

一个严格定义的 D 应满足如下两个条件. (1) 结构(构件)无损伤状态下, D 收敛于零. (2) 在结构(构件)完全损坏条件下, D 收敛于 1. 根据结构(构件)的累积损伤, D 的取值范围为 0~1. 当 $D=0$ 时, 表示(构件)无损伤; 当 $D>1$ 时, 表示(构件)倒塌^[7]. 根据 Park 模型计算的 D 值, 如表 1 所示. 从表 1 可看出, 4 个构件均达到破坏, 与试验结果一致.

1.3 位移延性系数

延性是指在承载力降低不大的情况下, 能够承受很大的非弹性变形的能力. 延性通常包括结构延性、构件延性和截面延性 3 个层次. 结构延性可以用顶点位移延性(总体延性)或层间位移延性(楼层延性)来表达, 构件延性与塑性铰区长度和截面延性等有关, 截面延性与其几何形状、混凝土强度、轴压比、纵筋含钢率、含箍特征值等因素有关. 对于一个给定的结构, 截面的延性系数大于构件的延性系数, 而构件的延性系数大于结构的延性系数, 两者的关系与结构的塑性铰机制等有关. 对于梁铰机制的框架结构, 其总体极值延性系数为 3~5 时, 楼层极值延性系数可能为 3~10, 而梁构件的极值延性系数可能为 5~15 或更大一些^[8]. 本文采用位移延性系数来评价短柱的抗震性能. 结构或构件的位移延性系数是指极限位移对屈服位移的比值, 即 $\mu = X_u/X_y$. 其中, X_y , X_u 分别为屈服位移、极限位移, 可以根据骨架曲线由能量等值法得到, 如表 1 所示.

1.4 滞回耗能与延性系数的关系

结构的抗震性能指标, 主要有周期(刚度)、承载力、延性、累积滞回耗能^[6]. 结构周期决定弹性地震作用的大小, 当结构的承载力小于地震作用, 会导致结构在地震作用下进入非弹性阶段而产生损伤, 而延性和累积滞回耗能的大小反映结构的损伤程度, 是结构(构件)对其弹性抗震能力不足的补充, 其代价是结构(构件)的损伤. 研究表明, 结构的损伤程度(或损伤指标)与延性系数以及滞回耗能均有关. 采用 Origin 软件对 4 个试件进行总滞回耗能计算, 结果如表 1 所示. 根据表 1 数据, 拟合累积滞回耗能(E)与极限状态位移延性系数的关系, 如图 1 所示. 由图 1 可看出, 根据延性系数与累积滞回耗能的对应关系, 通过累积滞回耗能计算结构(构件)的延性系数. 在文[6]中, 通过计算滞回运动中等效的最大位移, 可以得到一种损伤指标 D^* 与位移延性系数 μ 的关系. 即 $D^* = (1 - \mu^{-\Psi})$. 其中, Ψ 为刚度退化指数, 表 1 的 Ψ 值为 0.4. 显然, 通过累积滞回耗能与位移延性系数的对应关系, 可以方便地得到结构(构件)的损伤指标 D^* (表 1), 从而对结构(构件)的损伤程度进行评估. 根据 Ghobarah^[9] 提出的损伤等级对应的损伤指数范围, 可以看出 4 个试件均处于不可修复的状态, 这和试验结果是吻合的.

2 试件的滞回性能分析

从影响累积滞回耗能因素出发, 通过 4 个 H RB400 级钢筋混凝土柱试件在低周反复水平荷载下的试验, 探讨地震作用下的结构(构件)的滞回性能. 分析高强钢筋混凝土构件的累积滞回耗能与滞回次数及位移的关系, 建立对结构损伤进行评价的体系. 由于地震作用下, 混凝土很容易开裂, 而为了让结构裂而不倒, 钢筋的抗震性能至关重要. 文[10]从微观分析与成分分析出发, 研究了 H RB400 钢筋的抗震性能, 但是对于混凝土构件整体的抗震性能, 还缺乏更多的研究. H RB400 级钢筋混凝土柱的各个构件参数及滞回曲线, 如表 2, 图 2 所示. 表 2 中, n_0 为轴压比.

表 1 4 个试件的参数值

Tab.1 Parameter values of four specimens

参数	KZ-1	KZ-2	KZ-3	KZ-4
X_u/mm	6.65	6.05	5.88	5.44
Q_y/mm	212.0	237.0	270.0	238.0
$\beta/\mu\text{m}$	5.099	5.107	5.099	5.099
D	1.01	1.02	1.01	1.01
μ	2.52	2.53	2.43	2.52
$E/\text{kN}\cdot\text{mm}$	1 1788.276 65	9 025.717 52	14 637.172 5	6 567.438 92
D^*	0.31	0.31	0.30	0.31

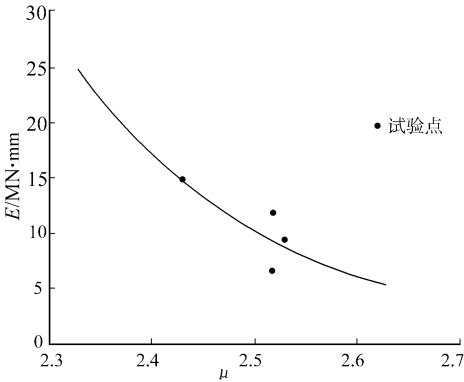


图 1 $E-\mu$ 关系图

Fig. 1 The relationship between $E-\mu$

表 2 构件参数表
Tab.2 Parameters of specimens

试件	钢筋		混凝土	截面尺寸/ mm×mm	n_0	试件	钢筋		混凝土	截面尺寸/ mm×mm	n_0
	纵筋	箍筋					纵筋	箍筋			
KZ-1	8Φ16	8@150	C60	250×250	0.2	KZ-2	4Φ25	8@150	C60	250×250	0.2
KZ-3	8Φ16	8@150	C70	250×250	0.2	KZ-4	8Φ16	8@150	C80	250×250	0.2

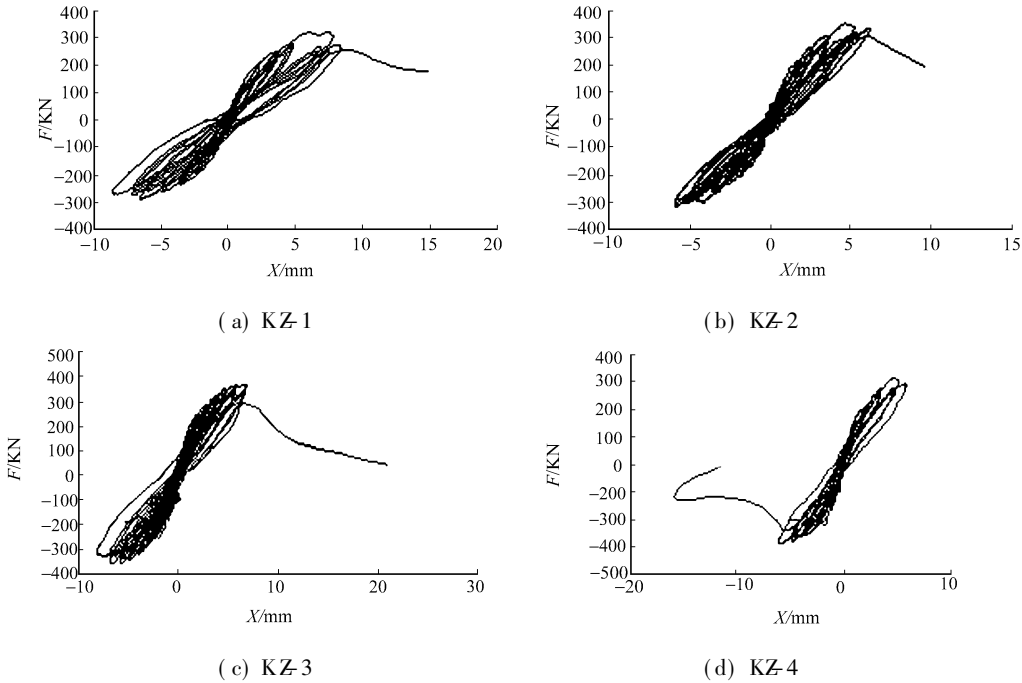


图 2 构件的滞回曲线
Fig. 2 Hysteretic curves of specimens

3 滞回耗能的影响因素

研究结果表明^[4], 在相同的轴压下, 随着位移幅值的增加, 累积滞回耗能减小; 而结构(构件)在极限状态前, 累积滞回耗能呈现逐步递增的关系. 因此, 有必要探讨其与循环次数以及位移幅值的关系. 通过 Origin 软件计算出各个循环下的滞回耗能, 并进行迭加. 试验的 4 个构件的累积滞回耗能与循环次数的关系, 如图 3(a) 所示. 由图 3(a) 可以看出, 经过回归拟合, 各个试件的累积滞回耗能 E 与滞回圈数 N 的多次方表达式符合很好, 说明两者之间存在着一定的对应关系. 然而, 各个柱拟合表达式的系数差异性较大, 但是 4 个构件的走势是一致的, 因此, 需要更多的试验数据来进行完善与补充. 与图 3 的成图方法相似, 通过拟合得到累积滞回耗能 E 与对应循环过程中最大位移 X 的关系, 如图 3(b) 所示. 由图 3(b) 可以看出, E 与 X 的多次方表达式符合状况与图 3 情况相似.

4 结论

(1) 通过 4 个试件的试验结构, 依据表 1 给出的评价标准, 对试件的状态进行评估, 结果表明与试验结果符合良好. 应该指出的是, Park 损伤模型计算出的 D 值往往大于 1, 这在一定程度上与损伤参数

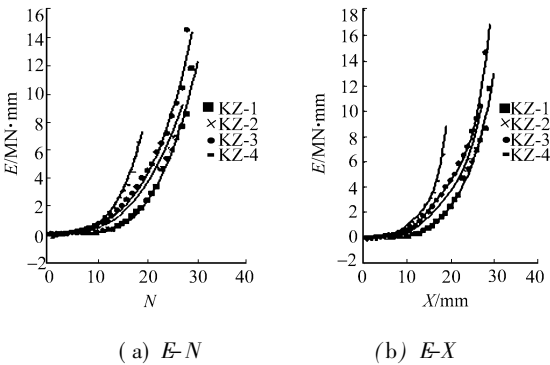


图 3 累积滞回耗能与循环次数及位移幅值的关系
Fig. 3 Relationships of E between N and X

的定义存在着冲突, 对于此应该做更进一步的完善.

(2) 根据文[9] 提出位移延性系数的计算方法, 转换成计算损伤指数的方法, 经过验证可以看出这种方法的可行性. 但是, 关键是需要拥有累积滞回耗能与位移延性系数的关系曲线, 以及累积滞回耗能的准确计算. 本文 4 个构件建立的这种关系曲线由于缺乏足够的数据, 因此离散性较大.

(3) 为了得到准确的累积滞回耗能量, 运用 Origin 运算工具计算出滞回耗能, 通过数据拟合, 建立了累积滞回耗能与滞回次数及滞回过程中最大位移的关系. 对单个试件来说, 数据点之间的离散性较小, 而对于 4 个试件来说, 曲线的走向是一致的, 说明两者之间存在着一定的关系. 但是很容易看出, 每种关系曲线的系数的差异性很大, 这也许和试件的数目较少有关.

(4) 从本文的计算结果来看, 虽然 KZ-2 与其他柱的纵筋配筋率相差较大(接近 20%), 但是计算出来的延性系数相差很小(0. 4%), 说明纵筋配筋率在一定的范围内对于结构延性的影响不是很大. 4 个试件的延性系数虽然比较接近, 但是延性系数比较小. 说明材料(高强钢筋高强混凝土) 对于结构(构件) 的抗震性能的影响不容忽视, 影响的程度还需要进行更多的探讨与研究.

参考文献:

[1] 中华人民共和国建设部. GB 50010- 2002 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002: 16-22.
[2] 黄庆丰. 抗震结构动力响应的卸载分析方法[D]. 天津: 天津大学, 2003.
[3] PARK Yong-Ji, ALFREDO H S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete[J]. Journal of Structural Engineering, 1985, 111(4): 740-757.
[4] 邱法维, 杨卫东, 欧进萍. 钢管混凝土柱滞回耗能与累积损伤的实验研究[J]. 哈尔滨建筑大学学报, 1996, 29(3): 41-45.
[5] 于海祥. 钢筋混凝土结构地震损伤模型研究[D]. 重庆: 重庆大学, 2004.
[6] 丁建. 钢筋混凝土框架直接基于损伤性能的能力设计理论及方法的研究[D]. 西安: 西安建筑科技大学, 2004.
[7] 糜永红. 建筑结构在地震作用下的能量反应分析及应用研究[D]. 长沙: 湖南大学, 2003.
[8] 刘纲. 抗震框架结构能量反应的初步分析[D]. 重庆: 重庆大学, 2002.
[9] GHOBARAH A, ABOU-ELFATH H, BIDDAR A. Response based damage assessment of structural[J]. Earthquake Engng Struct Dyn, 1999, 28: 29-104.
[10] 廖洪军, 盛光敏, 龚士弘, 等. HRB400 级钢筋抗震性能研究[J]. 钢铁钒钛, 2005, 26(4): 12-16.

Research on the Hysteretic Characters of HRB400 Grade Reinforced Concrete Columns

LIU Liang-lin, WANG Quan-feng, SHEN Zhang-chun

(College of Civil Engineering, Huaqiao University, Quanzhou 362021, China)

Abstract: Based on the experiments of HRB400 grade reinforced concrete columns, the hysteretic behaviors is analyzed, and the damage degree is evaluated. Comparing two types of damage model, it is proposed to adopt the model based on the ductility coefficient. In order to obtain the ductility coefficient, the relationship between the coefficient and cumulated dissipated hysteretic energy is built according to the experimental results. Based on the data fitting results of four columns, the method to calculate the cumulated dissipated hysteretic energy is put forward.

Keywords: HRB400 grade reinforced concrete; ductility coefficient; cumulated dissipated hysteretic energy; damage

(责任编辑: 黄仲一 英文审校: 方德平)