

DOI:10.3969/j.issn.1003-5060.2023.07.010

方钢管再生混凝土中长柱的抗震损伤分析

王成刚^{1,2}, 余康康¹, 关朝江³, 崔乐乐¹

(1. 合肥工业大学土木与水利工程学院, 安徽合肥 230009; 2. 土木工程结构与材料安徽省重点实验室, 安徽合肥 230009; 3. 安徽省建筑设计研究总院股份有限公司, 安徽合肥 230051)

摘要:方钢管再生混凝土柱可以充分发挥钢材与再生混凝土的材料性能优势, 不仅具有良好的力学性能和抗震性能, 而且还科学地处理了建筑垃圾。为了探索方钢管再生混凝土中长柱在低周往复荷载作用下的损伤演化规律, 文章根据6根柱的低周往复加载试验, 研究钢管壁厚、轴压比和长细比3个参数对试件抗震损伤的影响, 分析各试件的破坏形态和刚度退化规律, 且采用4种损伤分析模型对各试件进行损伤分析研究。基于不同损伤模型的计算结果, 给出方钢管再生混凝土中长柱对应不同抗震性能水准的量化损伤指标。研究表明: 对于不同变化参数下的方钢管再生混凝土中长柱试件, 不同损伤分析模型计算所得各个试件的损伤指标值都呈单调增加趋势; 随着轴压比的增加, 试件的承载力有所提高, 变形能力减小, 累积损伤加重; 随着长细比的增加, 试件的承载力降低, 变形能力提高, 累积损伤减轻; 随着钢管壁厚的增加, 试件的承载力和变形能力均提高, 累积损伤有所减轻。

关键词:方钢管; 再生混凝土; 中长柱; 抗震损伤; 损伤指标

中图分类号: TU398.9 **文献标志码:** A **文章编号:** 1003-5060(2023)07-0923-08

Seismic damage analysis of square steel tubular middle long columns filled with recycled concrete

WANG Chenggang^{1,2}, YU Kangkang¹, GUAN Chaojiang³, CUI Lele¹

(1. School of Civil and Hydraulic Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China; 2. Anhui Key Laboratory of Civil Engineering Structures and Materials, Hefei 230009, China; 3. Anhui Provincial Architectural Design and Research Institute Co., Ltd., Hefei 230051, China)

Abstract: Recycled concrete-filled square steel tubular column can give full play to the material performance advantages of steel and recycled concrete. It not only has good mechanical properties and seismic performance, but also scientifically treats construction waste. In order to explore the damage evolution law of recycled concrete-filled square steel tubular middle long columns under low cyclic loading, according to the low cyclic loading tests of six columns, the effects of three parameters of steel pipe wall thickness, axial compression ratio and slenderness ratio on the seismic damage of the specimens were studied, and the failure mode and stiffness degradation law of each specimen were analyzed. Four damage analysis models were used to analyze the damage of each specimen. Based on the calculation results of different damage analysis models, the quantitative damage index of recycled concrete-filled square steel tubular middle long columns corresponding to different seismic performance levels was given. The results indicated that for the specimens of recycled concrete-filled square steel tubular middle long columns with different parameters, the damage index values of each specimen calculated by different damage analysis models showed a monotonic increasing trend. With the increase

收稿日期: 2021-11-02; 修回日期: 2021-12-31

基金项目: 安徽省自然科学基金资助项目(JZ2019AKZR0220); 安徽省建设科学技术计划资助项目(2021YF-33)

作者简介: 王成刚(1974—), 男, 安徽巢湖人, 博士, 合肥工业大学副教授, 硕士生导师。

of axial compression ratio, the bearing capacity of the specimen increased, the deformation capacity decreased, and the cumulative damage increased; with the increase of slenderness ratio, the bearing capacity of the specimen decreased, the deformation capacity increased, and the cumulative damage decreased; with the increase of steel pipe wall thickness, the bearing capacity and deformation capacity of the specimen increased, and the cumulative damage decreased.

Key words: square steel tube; recycled concrete; middle long column; seismic damage; damage index

0 引 言

工程结构在整个生命周期会受到来自各个方面的作用,包括自身重量、环境因素以及地震作用等,每种作用可能引起结构或构件微观或宏观上的变化,这种变化称为损伤,每一次损伤都使结构或构件离破坏状态更近一步。地震是一种随机的交替循环作用,地震交替循环作用一次,损伤就会累积一次,当损伤累积到一定程度时,结构或构件就会产生破坏。由此可见,工程结构经受过一次地震后,为了确定工程结构的可利用价值或者为工程结构加固修复提供科学依据,正确地评估结构或构件的损伤程度非常必要。结构或构件的损伤程度一般用损伤指标 D 来描述。目前,国内外学者提出了许多不同类型的地震损伤分析模型,包括基于刚度退化、变形和耗能的双参数地震损伤模型。目前,对建筑结构损伤模型的研究主要集中在钢筋混凝土结构上,而对钢管混凝土地震损伤模型的研究相对较少,文献[1-5]对钢管混凝土柱或钢管再生混凝土柱进行了研究。

本文基于文献[6]通过对六方钢管再生混凝土中长柱进行水平低周反复加载试验数据,研究其累积损伤问题,采用部分损伤模型对试件在试验过程中各个阶段的损伤程度进行计算分析和比较研究,得出不同破坏阶段损伤量化指标,为基于性能的方钢管再生混凝土中长柱抗震设计提供一定依据。

1 试验概况

试件具体尺寸如图 1 所示,采用的材料有直焊缝方钢管、P42.5 普通硅酸盐水泥、粉煤灰、普通河砂、自来水以及再生粗骨料。再生粗骨料由建筑物拆除废弃混凝土加工而成,本次试验均采用 100% 取代率的再生混凝土,试配强度为 C30。试件中所有方钢管均采用 Q235B 钢材,边长均为 160 mm,名义壁厚分别为 4、5、6 mm。本文再生混凝土和钢材的强度试验方法以及实验值均参见文献[7]。本次试验以轴压比 n 、长细比 λ 和钢管

名义壁厚(含钢率)为变化参数,设计制作 6 个构件,试件设计参数见表 1 所列。本试验采取荷载位移双控加载法,采用 MTS 液压伺服作动器对试件作用水平低周反复荷载。

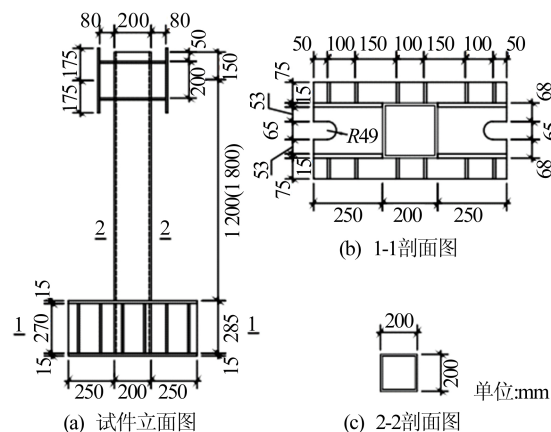


图 1 试件详图

表 1 试件基本参数

| 试件 编号 | 柱有效高 度 H/mm | 长细比 λ | 实测壁 厚 t/mm | 套箍 系数 θ | 宽厚比 B/t | 轴压比 n |
|----------|-------------------------|------------------|------------------------|-------------------|--------------|------------|
| A4-1 | 1 200 | 20.78 | 3.83 | 1.49 | 52.22 | 0.25 |
| A4-2 | 1 200 | 20.78 | 3.83 | 1.49 | 52.22 | 0.25 |
| A4-3 | 1 200 | 20.78 | 3.83 | 1.49 | 52.22 | 0.40 |
| B4-1 | 1 800 | 31.18 | 3.83 | 1.49 | 52.22 | 0.25 |
| A5-1 | 1 200 | 20.78 | 5.04 | 2.10 | 39.68 | 0.20 |
| A6-1 | 1 200 | 20.78 | 5.93 | 2.57 | 33.73 | 0.20 |

2 试验现象及结果分析

2.1 试验过程及现象

试件从开始加载直至破坏的各个阶段典型照片如图 2 所示。图 2 中: Δ 为柱顶水平加载位移; Δ_{ue} 为弹性极限位移。在力控制加载阶段,钢管无明显变化,试件处于弹性阶段。观察应变记录,在钢管壁应变达到钢材屈服应变时,改为位移加载。随着加载位移的逐渐增加,增加到弹性极限位移 2 倍时,试件受压面有局部微小鼓曲现象,但肉眼不易察觉,钢管表面的铁锈开始剥落(图 2a)。加载位移继续增大,增加到弹性极限位移 3 倍左右时,水平推拉力逐渐达到峰值荷载,试件受压面有

明显局部微凸曲,钢管表面的铁锈剥落明显,钢管两侧壁仍保持平直,在卸载及反向加载过程中,钢管受压面的局部凸曲能被逐渐拉平,卸载后残余变形较大(图 2b)。加载位移继续增大,水平推拉力开始降低,钢管受压面局部鼓曲加剧,左右侧壁开始鼓曲并越来越明显,同时在卸载及反向加载过程中,钢管的局部凸曲不能再被拉平;卸载后,残余变形继续增大,试件进入破坏阶段(图 2c)。再生混凝土的破坏形态如图 3 所示。



(a) $\Delta < 2\Delta_{uc}$ (b) $2\Delta_{uc} < \Delta < 4\Delta_{uc}$ (c) $4\Delta_{uc} < \Delta < 6\Delta_{uc}$

图 2 方钢管再生混凝土柱典型破坏特征



(a) (b)

图 3 再生混凝土的破坏形态

从图 3a 可以看出,在钢管鼓曲处再生混凝土完全压溃再生混凝土柱完全断裂;从图 3b 可以看出,其他部位混凝土保持完整,在距柱底 50~150 mm 范围形成沿加载方向转动的塑性铰,属于典型的压弯破坏。

2.2 试验结果分析

2.2.1 试件承载力和变形能力分析

试件的屈服荷载 P_y 、峰值荷载 P_{max} 、破坏荷载 P_u 以及与之对应的屈服位移 Δ_y 、峰值位移 Δ_{max} 、破坏位移 Δ_u 计算结果见表 2 所列,表 2 中加载方向正向为推,反向为拉,平均为正向以及反向加载后得出数值的平均值;屈服荷载采用能量等值法(等面积法)来确定,用位移延性系数($\mu = \Delta_u / \Delta_y$)来反映结构延性的大小。由表 2 可以看出:

- 1) 试件的延性系数在 2.61~3.46 之间,表明方钢管再生混凝土中长柱的变形性能良好。
- 2) 随钢管壁厚的增加,延性呈增长趋势,试件的各个特征点处的承载力均有所提高。
- 3) 随长细比的增加,试件峰值位移和破坏位移明显增加,延性系数也明显增大,但是试件的承载力均明显降低。
- 4) 随轴压比的增加,试件各特征点处的位移均有所降低,延性系数减小,而特征点处的承载力均有所提高。

表 2 特征荷载、特征位移和延性系数计算结果

| 试件 | 加载方向 | Δ_y /mm | P_y /kN | Δ_{max} /mm | P_{max} /kN | Δ_u /mm | P_u /kN | μ |
|------|------|----------------|-----------|--------------------|---------------|----------------|-----------|-------|
| A4-1 | 正向 | 19.5 | 127.9 | 26.9 | 147.6 | 53.9 | 125.5 | 2.76 |
| | 反向 | 17.5 | 106.3 | 26.9 | 129.5 | 50.0 | 110.7 | 2.86 |
| | 平均 | 18.5 | 117.1 | 26.9 | 138.6 | 52.0 | 118.1 | 2.81 |
| A4-2 | 正向 | 20.2 | 125.8 | 29.9 | 141.2 | 58.2 | 118.4 | 2.88 |
| | 反向 | 16.9 | 88.8 | 29.9 | 105.4 | 53.3 | 89.3 | 3.15 |
| | 平均 | 18.6 | 107.3 | 29.9 | 123.3 | 55.8 | 103.9 | 3.01 |
| A4-3 | 正向 | 15.7 | 124.6 | 23.9 | 147.4 | 40.2 | 125.3 | 2.56 |
| | 反向 | 16.4 | 124.9 | 23.9 | 146.2 | 43.4 | 124.3 | 2.65 |
| | 平均 | 16.0 | 124.8 | 23.9 | 146.8 | 41.8 | 124.8 | 2.61 |
| B4-1 | 正向 | 21.5 | 67.9 | 40.0 | 81.6 | 70.3 | 69.3 | 3.27 |
| | 反向 | 20.4 | 62.6 | 35.9 | 83.1 | 69.6 | 70.6 | 3.46 |
| | 平均 | 20.9 | 65.3 | 38.0 | 82.4 | 70.0 | 70.0 | 3.35 |
| A5-1 | 正向 | 19.4 | 140.9 | 30.0 | 166.5 | 58.7 | 141.5 | 3.02 |
| | 反向 | 17.0 | 128.3 | 30.0 | 152.2 | 54.6 | 129.4 | 3.21 |
| | 平均 | 18.2 | 134.6 | 30.0 | 159.4 | 56.7 | 135.5 | 3.11 |
| A6-1 | 正向 | 20.3 | 143.9 | 34.9 | 174.8 | 63.3 | 148.9 | 3.12 |
| | 反向 | 17.3 | 125.3 | 34.9 | 152.7 | 56.6 | 129.8 | 3.27 |
| | 平均 | 18.8 | 134.6 | 34.9 | 163.8 | 60.0 | 139.4 | 3.19 |

2.2.2 刚度退化

在地震作用下,构件刚度的退化是抗震性能退化的主要原因之一。根据文献[7]建议,本文采用割线刚度来研究反复荷载作用下试件变形性能的变化。在低周反复荷载作用下,刚度退化的形式有 2 种。本文采用的刚度退化方法根据试件在每一级加载位移作用下,第 1 次循环的峰值荷载和峰值位移计算公式为:

$$K_i = \frac{|+F_i| + |-F_i|}{|+X_i| + |-X_i|} \quad (1)$$

其中: K_i 为第 i 级加载的割线刚度; $+F_i$ 为第 i 级加载峰值点正向荷载值; $-F_i$ 为第 i 级加载峰值点负向荷载值; $+X_i$ 为第 i 级加载峰值点正向位移值; $-X_i$ 为第 i 级加载峰值点负向位移值。各个试件的刚度退化对比曲线如图 4 所示。

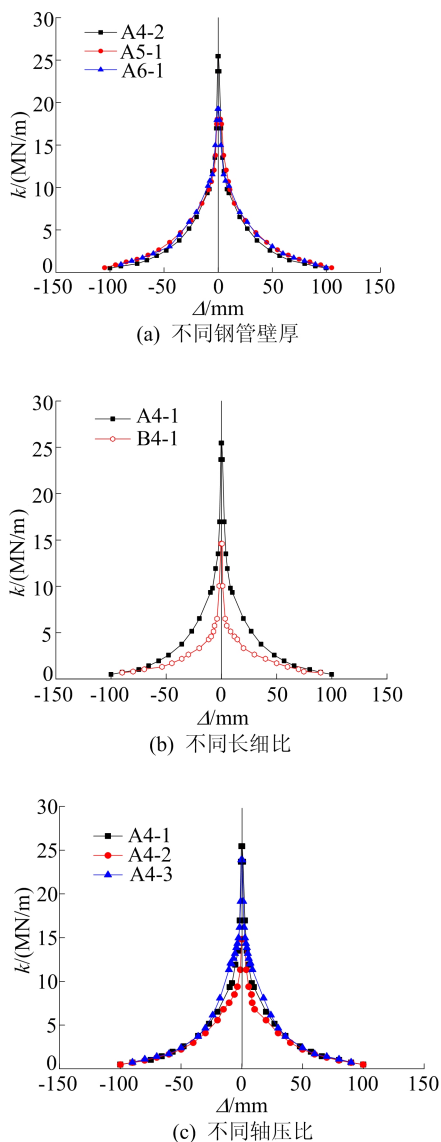


图 4 刚度退化曲线对比

从图 4 可以看出,随着加载位移的增加,各个试件刚度退化趋势基本一致,前期快,后期慢,直到试件完全屈服,刚度退化曲线下降段逐渐趋于平缓。不同壁厚试件的刚度退化系数在峰值位移(30 mm 左右)之前差别不明显,在加载位移超过峰值位移之后,壁厚较大试件的刚度退化系数较大,说明较厚的钢管壁可以增强核心再生混凝土的约束,减缓刚度退化。长细比较大的试件刚度退化系数较大,说明长细比大的试件刚度退化慢。在荷载未达到峰值之前,轴压比较大试件的刚度退化系数较小,说明轴压比较大的试件前期刚度退化较快。

3 抗震损伤指标定量分析

本文在方钢管再生混凝土中长柱的抗震性能试验基础上,分别采用基于刚度退化、变形、耗能的单参数地震损伤评估模型和基于变形、耗能的双参数地震损伤评估模型,分析低周反复荷载作用下钢管再生混凝土试件地震损伤演化的全过程,并基于建筑结构抗震性能水准的分类和多个损伤评估模型得出的损伤指标,给出钢管再生混凝土中长柱在不同损伤状态下量化的损伤指标。

3.1 损伤指标的计算分析

3.1.1 基于刚度退化和变形的损伤分析模型

文献[8]提出结构的破坏与残余强度和刚度密切相关,结构或构件的损伤变量应该为构件残余刚度和弹性刚度的结合,给出了弯曲刚度的修正损伤指标,即

$$D = \frac{K_r - K_y}{K_u - K_y} \quad (2)$$

其中: D 为损伤指标; K_y 为屈服点刚度; K_u 为极限点的割线刚度; K_r 为任意一点的割线刚度。按此方法计算出的损伤指标 D 见表 3 所列。

文献[9]提出弹塑性变形是引起结构或构件损伤的主要原因,假设单调荷载作用下的极限变形与结构循环荷载作用下的极限变形相等,那么基于弹塑性变形的损伤评估模型为:

$$D = \frac{\Delta_c - \Delta_y}{\Delta_u - \Delta_y} \quad (3)$$

其中, Δ_c 、 Δ_y 、 Δ_u 分别为结构或构件的弹塑性变形(计算值)、屈服变形、极限变形。该模型没有考虑反复荷载对损伤的影响,认为反复荷载作用下结构的损伤与单次荷载作用下结构的损伤相当,而且承载力和刚度的变化并没有体现出来。按此方法计算出的损伤指标 D 见表 4 所列。

表 3 基于刚度退化损伤分析模型计算的损伤指标

| 试件 编号 | 加载位移/mm | | | | | | |
|----------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 20(25) | 30(35) | 40(45) | 50(55) | 60(65) | 70(75) | 80(85) |
| A4-1 | 0.143 | 0.423 | 0.706 | 0.947 | 1.073 | 1.178 | |
| A4-2 | 0.093 | 0.456 | 0.727 | 0.913 | 1.049 | 1.141 | |
| A4-3 | 0.178 | 0.719 | 0.868 | 1.076 | 1.186 | 1.232 | |
| B4-1 | | 0.166 | 0.400 | 0.634 | 0.831 | 0.967 | 1.089 |
| A5-1 | 0.252 | 0.540 | 0.770 | 0.947 | 1.072 | 1.170 | |
| A6-1 | 0.014 | 0.256 | 0.574 | 0.853 | 1.026 | 1.129 | |

注:括号内数值为试件 A5-1 的循环加载位移。下同。

表 4 基于变形的损伤分析模型计算的损伤指标

| 试件 编号 | 加载位移/mm | | | | | | |
|----------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 20(25) | 30(35) | 40(45) | 50(55) | 60(65) | 70(75) | 80(85) |
| A4-1 | 0.109 | 0.393 | 0.681 | 0.967 | 1.253 | 1.538 | |
| A4-2 | 0.051 | 0.316 | 0.582 | 0.846 | 1.111 | 1.269 | |
| A4-3 | 0.220 | 0.555 | 0.894 | 1.230 | 1.568 | 1.905 | |
| B4-1 | | 0.161 | 0.362 | 0.565 | 0.767 | 0.970 | 1.171 |
| A5-1 | 0.176 | 0.435 | 0.695 | 0.956 | 1.215 | 1.479 | |
| A6-1 | 0.031 | 0.201 | 0.422 | 0.703 | 1.014 | 1.261 | |

3.1.2 基于耗能的损伤分析模型

在文献[10]线性累积损伤模型基础上,文献[11]认为结构或构件累积损伤模型应考虑疲劳损伤的影响,因此需要建立结构或构件的变形损伤与疲劳损伤的相互关系。

变量的计算表达式如下:

$$D = \sum_{j=1}^m D_j = \sum_{j=1}^m \left(\sum_{i=1}^n \frac{E_c^i}{E_u} \right) = 1 \quad (4)$$

其中: n 为第 j 个加载位移时的循环次数; m 为加载过程中加载位移变化的次数; E_c^i 为第 i 次循环的耗能; E_u 为极限滞回耗能。按此方法计算出的损伤指标 D 见表 5 所列。

表 5 基于耗能的损伤分析模型计算的损伤指标

| 试件 编号 | 加载位移/mm | | | | | | | |
|----------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 10(15) | 20(25) | 30(35) | 40(45) | 50(55) | 60(65) | 70(75) | 80(85) |
| A4-1 | 0.011 | 0.090 | 0.283 | 0.590 | 1.000 | | | |
| A4-2 | 0.006 | 0.066 | 0.208 | 0.462 | 0.794 | 1.206 | | |
| A4-3 | 0.012 | 0.157 | 0.480 | 1.000 | | | | |
| B4-1 | 0.005 | 0.038 | 0.115 | 0.250 | 0.447 | 0.694 | 0.993 | |
| A5-1 | 0.032 | 0.124 | 0.313 | 0.614 | 1.000 | | | |
| A6-1 | 0.015 | 0.046 | 0.164 | 0.366 | 0.647 | 1.000 | | |

3.1.3 基于变形和耗能的双参数损伤分析模型

文献[12]在进行了大量钢筋混凝土结构试验的基础上,提出了 Park-Ang 双参数损伤模型,此模型综合考虑了结构或构件的极限变形与滞回耗能,其表达式如下:

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \frac{\int dE}{Q_y \delta_u} \quad (5)$$

其中: δ_m 为循环荷载作用下结构或构件的极限变形,且根据相关研究成果,可取^[13] $\delta_m = 0.62\delta_u$; δ_u 为单调荷载作用下极限变形; Q_y 为结构或构件的屈服强度; $\int dE$ 为累加滞回耗能; β 为组合

参数。

由于本文是基于方钢管再生混凝土柱的试验数据, Park-Ang 双参数损伤模型中的参数值不可直接套用,因此本文根据试件破坏时 D 取 1, 反算出方钢管再生混凝土柱的组合参数值 β , 得出的 β 值见表 6 所列。按此方法计算出的损伤指标 D 见表 7 所列。

表 6 试件的组合参数

| 试件编号 | A4-1 | A4-2 | A4-3 | B4-1 | A5-1 | A6-1 | 平均值 |
|---------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| β | 0.039 | 0.039 | 0.042 | 0.027 | 0.037 | 0.031 | 0.036 |

表 7 基于变形耗能损伤分析模型计算的损伤指标

| 试件 编号 | 加载位移/mm | | | | | | | |
|----------|---------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| | 10(15) | 20(25) | 30(35) | 40(45) | 50(55) | 60(65) | 70(75) | 80(85) |
| A4-1 | 0.125 | 0.272 | 0.457 | 0.680 | 0.935 | 1.223 | 1.517 | |
| A4-2 | 0.018 | 0.244 | 0.403 | 0.599 | 0.821 | 1.070 | 1.340 | |
| A4-3 | 0.146 | 0.326 | 0.551 | 0.827 | 1.146 | 1.491 | 1.855 | |
| B4-1 | 0.104 | 0.191 | 0.306 | 0.443 | 0.605 | 0.784 | 0.983 | 1.190 |
| A5-1 | 0.175 | 0.316 | 0.491 | 0.705 | 0.948 | 1.226 | 1.518 | |
| A6-1 | 0.106 | 0.227 | 0.376 | 0.556 | 0.767 | 1.005 | | |

3.1.4 基于不同损伤模型计算结果的分析

由表 3~表 5、表 7 可知,随着循环加载位移的增加,所有试件的损伤都呈近单调增加,趋势是一致的,在超过屈服位移而未达到峰值位移时,试件的累积损伤都较小,在达到峰值位移时,试件的累积损伤基本不超过 0.4,超过峰值位移后,试件的累积损伤增加较快。在相同循环位移下,轴压比较大试件的累积损伤较轴压比小的大,而且增

长得快;长细比较大试件的累积损伤较长细比小的小,而且增长得慢;壁厚较厚试件的累积损伤较壁厚薄的小些,但是影响不明显。

3.2 方钢管再生混凝土中长柱损伤量化指标

根据文献[14]将建筑结构的抗震性能水准划分为基本完好(包括完好)、轻微破坏、中等破坏、严重破坏和倒塌,采用层间位移作为量化指标,具体划分见表 8 所列。

表 8 建筑结构抗震性能水准的分类

| 性能水准 | 破坏描述 | 继续使用的可能性 | 变形参考值 |
|---------------|---|--------------------|--------------------------------|
| 基本完好 (含完好) | 承重构件完好,个别非承重构件轻微损坏;附属构件有不同程度破坏 | 一般不需要修理即可继续使用 | $< \Delta_{ue}$ |
| 轻微损坏 | 个别承重构件轻微裂缝(对钢结构构件指残余变形),个别非承重构件明显破坏,附属构件有不同程度破坏 | 不需要修理或需稍加修理,仍可继续使用 | $< (1.5 \sim 2.0) \Delta_{ue}$ |
| 中等破坏 | 多数承重构件轻微裂缝(或残余变形),部分明显裂缝(或残余变形),个别非承重构件严重破坏 | 需一般修理,采取安全措施后可适当使用 | $< (3.0 \sim 4.0) \Delta_{ue}$ |
| 严重破坏 | 多数承重构件严重破坏或部分倒塌 | 应排险大修,局部拆除 | $< 0.9 \Delta_{up}$ |
| 倒塌 | 多数承重构件倒塌 | 需拆除 | $> \Delta_{up}$ |

注: Δ_{ue} 为弹性极限位移; Δ_{up} 为破坏时塑性极限位移。

根据本次试验数据,可以得到各个试件在加载特征点处的位移值与弹性极限位移之比,见表 9 所列。

由表 9 可知,根据试件在加载特征点处的位移值与弹性极限位移之比,可将试件分为 4 种状态:试件顶端位移小于弹性极限位移时,试件处于弹性状态,属于基本完好状态;试件顶端位移达到

屈服位移时,峰值位移与弹性极限位移比值在 1.5~2.0 之间,属于轻微损坏状态;试件顶端位移到达峰值位移时,峰值位移与弹性极限位移比值在 2.8~3.2 之间,属于中等破坏状态;试件顶端位移达到破坏位移时,试件处于塑性状态,破坏位移与弹性极限位移比值在 5.1~5.9 之间,属于严重破坏状态。

表 9 试件加载特征点处的位移与弹性位移之比

| 特征点 | 弹性点 Δ_{ue}/mm | 屈服点 Δ_y/mm | Δ_y/Δ_{ue} | 峰值点 Δ_m/mm | Δ_m/Δ_{ue} | 破坏点 Δ_u/mm | Δ_u/Δ_{ue} |
|------|-----------------------------|--------------------------|------------------------|--------------------------|------------------------|--------------------------|------------------------|
| A4-1 | 9.8 | 18.5 | 1.9 | 26.9 | 3.1 | 52.0 | 5.3 |
| A4-2 | 9.5 | 18.1 | 1.9 | 29.9 | 3.2 | 55.8 | 5.9 |
| A4-3 | 8.1 | 16.0 | 2.0 | 23.9 | 3.0 | 41.8 | 5.2 |
| B4-1 | 13.8 | 20.9 | 1.5 | 38.0 | 2.8 | 70.0 | 5.1 |
| A5-1 | 10.1 | 18.2 | 1.8 | 30.0 | 3.0 | 56.7 | 5.6 |
| A6-1 | 10.4 | 18.8 | 1.8 | 34.9 | 2.9 | 60.0 | 5.8 |

根据 6 个试件在不同循环加载位移下基于不同损伤分析模型计算出的损伤指标值,得出各个试件在不同 Δ/Δ_{uc} 比值下损伤指标的平均值如图 5 所示。由图 5 可知: Δ/Δ_{uc} 不大于 1 时,试件损伤指标值不超过 0.1; Δ/Δ_{uc} 不大于 2 时,试件损伤指标值不超过 0.2; Δ/Δ_{uc} 不大于 4 时,试件损伤指标值不超过 0.6; Δ/Δ_{uc} 不大于 5 时,试件损伤指标值不超过 0.9。通过对各个试件累积损伤指标值的综合分析,给出了方钢管再生混凝土中长柱基于抗震性能的损伤量化指标,见表 10 所列。

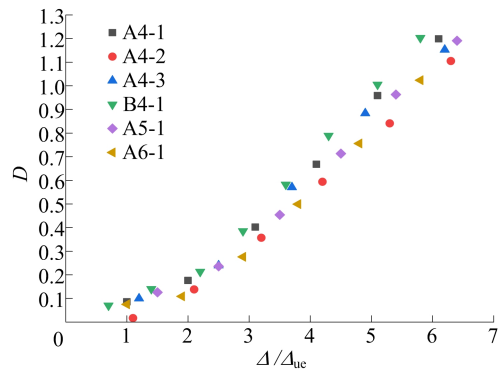


图 5 不同 Δ/Δ_{uc} 比值的损伤指标平均值

表 10 方钢管再生混凝土中长柱基于抗震性能的量化损伤指标

| 性能水准 | 试验现象宏观描述 | 继续使用和维修要求 | 量化损伤指标 |
|------|--|------------------|------------|
| 基本完好 | 钢管四壁平直,没有凸凹现象,卸载后无残余变形,构件处于弹性阶段 | 不需要维修可继续使用 | [0,0.1) |
| 轻微破坏 | 钢管加载面出现不易发现的微小凸凹,反向加载完全恢复,两侧壁平直,卸载后有很小残余变形,构件处于弹性阶段 | 不需要维修或者稍加维修可继续使用 | [0.1,0.3) |
| 中度破坏 | 钢管前后加载面发生明显局部凸凹,反向加载局部凸凹仍能被拉平,钢管侧壁仍平直,管内混凝土受压横向膨胀加大,卸载后有明显残余变形,构件处于非线性阶段 | 需要一般维修,并采取安全措施 | [0.3,0.6) |
| 严重破坏 | 钢管前后加载面发生局部凸凹加剧,反向加载局部凸凹不能完全被拉平,钢管侧壁发生局部凸凹,管内混凝土压碎,横向膨胀加大,卸载后有较大残余变形 | 排险大修,局部拆除 | [0.6,0.9) |
| 倒塌 | 柱底四面鼓曲严重,钢管角部出现裂缝,管内混凝土压碎严重 | 需要拆除 | ≥ 0.9 |

4 结 论

1) 钢管再生混凝土中长柱在低周反复荷载作用下,在距柱底一定范围形成沿加载方向转动的塑性铰,属于典型的压弯破坏,且变形性能良好。随着循环加载位移的增大,前期各个试件刚度退化系数逐渐减小,刚度退化加快,后期刚度退化系数有所增大,刚度退化变慢。

2) 根据不同损伤模型计算分析可知,随着加载位移的增加,所有钢管再生混凝土试件的损伤都呈近单调增加,在达到峰值位移之前,累积损伤指标值基本不超过 0.4,试件损伤较小,超过峰值位移后,试件的累积损伤增加较快。

3) 随着轴压比的增加,钢管再生混凝土试件的承载力有所提高,但是变形能力减小,刚度退化加快,累积损伤加重;随着长细比的增加,钢管再生混凝土试件的承载力降低,但是变形能力提高,刚度退化变慢,累积损伤减轻;随着钢管壁厚的增加,钢管再生混凝土试件的承载力和变形能力均

提高,达到峰值荷载之后刚度退化变慢,累积损伤有所减轻。

4) 通过综合分析各种累积损伤分析模型得出的损伤指标值,并结合试验过程中试件破坏形态,本文给出了方钢管再生混凝土中长柱对应不同抗震性能水准的损伤量化指标,对方钢管再生混凝土中长柱的设计具有一定的指导意义。

[参 考 文 献]

[1] KAWAGUCHI J, MORINO S, ATSUMI H, et al. Strength deterioration behavior of concrete-filled steel tubular beam-column[C]//Composite Construction in Steel and Concrete II :Proceedings of an Engineering Foundation Conference. [S.l. : s. n.],1992:825-839.

[2] 张国伟. 钢管混凝土柱在地震作用下的累积损伤性能研究[D]. 长沙:湖南大学,2009.

[3] ZHANG G W, XIAO Y, KUNNATH S, et al. Low-cycle fatigue damage of circular concrete-filled-tube columns[J]. Structural Journal,2009,106(1):151-159.

[参 考 文 献]

- [1] 王玉琼. 基于排水管网模型的抗生素排放风险特征分析[D]. 西安:长安大学,2019.
- [2] 徐祖信,徐晋,金伟,等. 我国城市黑臭水体治理面临的挑战与机遇[J]. 给水排水,2019,55(3):1-5,77.
- [3] 唐建国,张悦,梅晓洁. 城镇排水系统提质增效的方法与措施[J]. 给水排水,2019,55(4):30-38.
- [4] 李晓峰. 城镇污水管网健康状况评价与修复技术优选研究[D]. 苏州:苏州科技大学,2019.
- [5] 广州市市政集团有限公司. 城镇排水管道检测与评估技术规范:CJJ 181—2012[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2012:21-30.
- [6] Water Research Centre. Sewerage rehabilitation manual[M]. Marlow:Water Research Centre(Great Britain),1983.
- [7] 李若晗. 城市污水管道检测、评价与影响因素研究[D]. 北京:清华大学,2016.
- [8] 城镇污水处理提质增效三年行动方案(2019—2021年)[J]. 城市道桥与防洪,2019(6):337-339.
- [9] 肖倩,王俊然,陈辉,等. 深圳市某片区排水管道 CCTV 检测评估与修复方案[J]. 给水排水,2019,55(9):109-114.
- [10] 谢昌仁. 泰州市排水管道 CCTV 检测与评价技术研究[D]. 扬州:扬州大学,2019.
- [11] 沈小华,齐国辅,严小明,等. 南京市某排水管网检测工程实例分析[J]. 给水排水,2020,56(4):134-138.
- [12] DAVIES J P, CLARKE B A, WHITER J T, et al. Factors influencing the structural deterioration and collapse of rigid sewer pipes [J]. Urban Water,2001,3:73-89.
- (责任编辑 张淑艳)
-
- (上接第 929 页)
- [4] 黄一杰,肖建庄. 钢管再生混凝土柱抗震性能与损伤评价[J]. 同济大学学报(自然科学版),2013,41(3):330-335,354.
- [5] 张向冈,陈宗平,薛建阳. 钢管再生混凝土柱的抗震破坏机理与损伤分析[J]. 世界地震工程,2017,33(3):174-182.
- [6] 王成刚. 方钢管再生混凝土柱偏心受压及抗震性能试验与理论研究[D]. 合肥:合肥工业大学,2018.
- [7] 中国建筑科学研究院. 建筑抗震试验规程:JGJ/T 101—2015[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2015:17-18.
- [8] ROUFAICL M, MEYER C. Analytical modeling of hysteretic behavior of R/C frames[J]. Journal of Structural Engineering,1987,113(3):429-443.
- [9] FAJFAR P. Equivalent ductility factors, taking into account low-cycle fatigue[J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics,1992,21(10):837-848.
- [10] MINER M A. Cumulative damage in fatigue[J]. Journal of Applied Mechanics,1945,12(3):159-164.
- [11] 张国伟. 钢管混凝土柱在地震作用下的累积损伤性能研究[D]. 长沙:湖南大学,2009.
- [12] PARK Y J, ANG A S. Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings[J]. Journal of Structure Engineering,1985,111(4):740-757.
- [13] 何利,叶献国. Kratzig 及 Park-Ang 损伤指数模型比较研究[J]. 土木工程学报,2010,43(12):1-6.
- [14] 中国地震局工程力学研究所. 建(构)筑物地震破坏等级划分:GB/T 24335—2009[S]. 北京:地震出版社,2009:1-5.
- (责任编辑 张 镛)

· 信息与动态 ·

《合肥工业大学学报(自然科学版)》专栏征稿启事

为了贯彻落实党的二十大精神,紧密围绕科教兴国战略、人才强国战略、创新驱动发展战略,《合肥工业大学学报(自然科学版)》设置“机器人与人工智能”“环境污染与防治”两个专栏,即日起面向国内外专家学者征集“机器人与人工智能”“环境污染与防治”领域的原创性学术论文、专题综述;稿件一经录用将优先刊发。

来稿要求政治导向正确、论证充分、具有较强的引领性和创新性。格式要求参见《合肥工业大学学报(自然科学版)》网页投稿指南的征稿简则和投稿模板。

在线投稿网址:<http://xbzss.hfut.edu.cn/xbzk.html>。