

文章编号: 1001-7372(2001)03-0057-05

长期荷载作用对方钢管混凝土柱承载力的影响

韩林海, 陶忠, 刘威, 陈宝春

(福州大学 土木建筑工程学院, 福建 福州 350002)

摘要: 考虑长期荷载作用效应的影响, 进行了6个方钢管混凝土轴心受压构件承载力的试验研究, 提出轴心受压时方钢管混凝土的核心混凝土的应力—应变关系模型, 在此基础上, 利用数值方法成功地计算出考虑长期荷载作用影响时方钢管混凝土构件的荷载—变形全过程关系曲线, 理论计算结果和试验结果吻合良好。最后, 在系统分析长细比、截面含钢率、钢材和混凝土强度等因素影响的基础上, 提出长期荷载作用对方钢管混凝土柱承载力的影响系数。

关键词: 方钢管混凝土; 柱; 长期荷载; 徐变; 承载力

中图分类号: U 441 **文献标识码:** A

Effects of long-term loads on the strength of concrete-filled steel box columns

HAN Lin-hai, TAO Zhong, LIU Wei, CHEN Bao-chun

(School of Civil and Architectural Engineering, Fuzhou University, Fuzhou 350002, China)

Abstract: Six concrete-filled steel box specimens are tested to investigate the influence of long-term load on the behaviors of the members. An attempt to predict the stress-strain relations of the core concrete after sustaining axially compressive load by means of a model that is proposed in this paper. The load-deformation behavior of the concrete-filled steel box columns is analyzed. A comparison of results calculated using this model shows good agreement with test results. Based on the theoretical model, effects of influence of the changing steel ratio, slenderness ratio, strength of the steel and the concrete on the bearing capacity of the members after sustained load is discussed. Finally, influencing ratios of long-term load on the bearing capacities of the concrete-filled steel box columns are suggested.

Key words: concrete-filled steel box; column; long-term load; creep; bearing capacity

文献[1]对长期荷载作用下方钢管混凝土轴心受压构件的变形特性进行了研究, 在此基础上, 笔者拟研究长期荷载作用对方钢管混凝土轴心受压构件承载力的影响, 以期获得可供工程实践参考的结果。

1 试验研究

1.1 试验概况

共进行了6个方钢管混凝土轴心受压构件的试验研究, 试件设计参数见表1。表1中: B 为方钢管截面外边长; t_s 为钢板厚度; L 为试件长度; $\lambda =$

$2\sqrt{3}(L/B)$ 为试件长细比; f_y 为钢材屈服极限; f_{ak} ($= 0.67f_{cu}$, f_{cu} 为混凝土立方试块抗压强度) 为混凝土轴心抗压强度标准值; N_L 为作用在构件上的长期荷载; n ($= N_L/N_d$, N_d 根据《GJB 战时军港抢修早强型组合结构技术规程》^[2]中对钢管混凝土轴压构件承载力设计公式确定, N_d 采用的是标准值) 为轴压比。

采用钢材的平均屈服强度 (f_y)、抗拉强度极限 (f_u) 及弹性模量 (E_s) 分别为 293.5、371.6 和 1.95×10^5 MPa。混凝土 28 d 立方试块抗压强度 $f_{cu} = 34.5$

收稿日期: 2000-11-07

基金项目: 霍英东教育基金项目 (0501064)

作者简介: 韩林海 (1967-), 男, 内蒙古临河人, 福州大学特聘教授, 工学博士

表1 试件参数

试件编号	$B \times L / \text{mm}$	λ	n	N_L / kN	N_e / kN	N_{cc} / kN	N_{cc} / N_e
I-1	100 × 2.93 × 600	20.8	0.62	360	800	716.2	0.895
I-2	100 × 2.93 × 600	20.8	0.62	360	853	716.2	0.840
I-3	100 × 2.93 × 600	20.8	0	0	802	734.4	0.916
II-1	120 × 2.93 × 600	17.3	0.62	470	1088	992.6	0.912
II-2	120 × 2.93 × 600	17.3	0.62	470	1144	992.6	0.868
II-3	120 × 2.93 × 600	17.3	0	0	1054	1003.9	0.952

M Pa, 进行承载力试验时的强度为 58.9 M Pa^[1]。

1.2 试验方法

试件在恒定长期荷载作用下的时间为 120 d。变形测试结果参见文献[1]。变形测试结束后卸掉施加长期荷载的装置即对方钢管混凝土构件进行一次加载试验。试验时, 试件两端采用刀铰以模拟铰接的边界条件。试验加载和量测装置如图 1 所示。

为了便于加载, 在试件的两端设置了加荷板(图 1), 加荷板由高强钢材制成, 在其上设置条形凹槽, 与刀口铰的刀口相吻合, 刀口铰通过螺栓分别固定在压力机的上、下端板上。为保证试验安全以及试验过程中构件的对中准确, 在加荷板的中心位置处设置一孔径为 21 mm, 深为 40 mm 的圆孔。试验时在试件两端板中心处各焊一直径为 20 mm, 长 35 mm 的凸榫, 凸榫与加荷板上的圆孔相吻合。

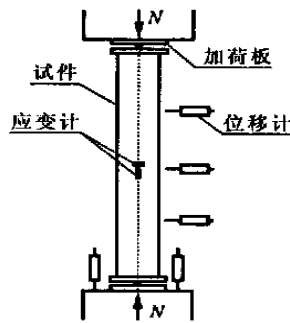


图1 测量装置布置

为了准确测量变形, 在每个试件中截面处钢板的中部每面贴纵向及环向各一, 共计八片电阻应变片, 同时在试件弯曲平面内沿柱高四分点处还设置了 3 个电测位移计以测定试件侧向挠度, 在柱端设置 2 个电测位移计以量测试件纵向变形。所有试验数据均采用计算机自动采集。

为了观测试件的屈曲模态以及屈曲后的变形特征, 在钢管的四壁上画白色网格。试验采用分级加载制, 弹性范围内每级荷载为预计极限荷载的 1/10; 钢管压区纤维开始屈服时, 每级荷载约为预计极限荷载的 1/15。每级荷载的持荷时间为 1~ 2 min, 当试件接近破坏时, 慢速连续加载直至试验结束。

1.3 试验结果

试验结果表明, 钢管四个截面上纵向应变变化基本一致, 构件几乎没有侧向挠曲现象产生, 且均表

现为柱子截面发生外凸破坏的特征, 这可能是由于试件较短的缘故。试件典型破坏形态如图 2 所示。

图 3 绘出进行过长期荷载作用下变形测试的试件与其对应的对比试件的荷载—纵向应变关系曲线。构件实测的极限承载力(N_e)汇总于表 1。可见, 在本次试验试件参数的范围内, 长期荷载作用与否对构件的承载力影响不显著。从图 3 可以看出, 进行过长期荷载作用下变形测试的试件峰值点对应的应变要较其对比试件的应变大。

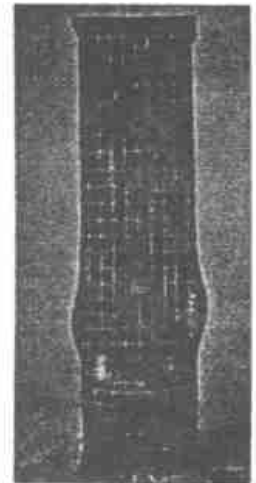


图2 构件典型的破坏形态

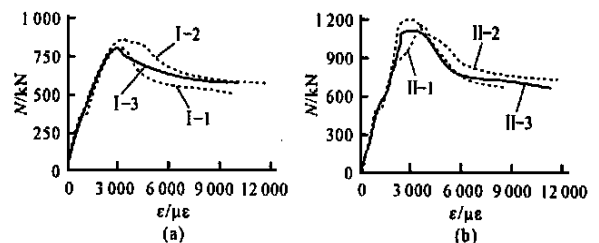


图3 实测荷载—纵向应变关系

2 考虑长期荷载作用影响时荷载—变形关系曲线的计算

混凝土在长期荷载作用下, 其应力—应变关系通常会发生改变。要进行长期荷载作用后方钢管混凝土构件承载力的计算, 必须首先确定考虑长期荷载作用影响时核心混凝土的应力—应变关系模型。

2.1 混凝土的应力—应变关系模型

文献[3, 4]对方钢管混凝土构件在一次加载情况下的力学性能进行了系统理论分析和试验研究, 提出核心混凝土轴心受压时的纵向应力(σ)—应变(ϵ)关系表达式如下

$$\sigma = \begin{cases} \alpha_0 \left[A \frac{\epsilon}{\epsilon_0} - B \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right)^2 \right] & (\epsilon \leq \epsilon_0) \\ \alpha_0 \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} \right) \frac{1}{\beta \left(\frac{\epsilon}{\epsilon_0} - 1 \right)^\eta + \frac{\epsilon}{\epsilon_0}} & (\epsilon > \epsilon_0) \end{cases} \quad (1)$$

式中: $\alpha_0 = f_{ck} \left[1.194 + (-0.01173\xi^2 + 0.0865\xi) \cdot \left(\frac{13}{f_{ck}} \right)^{0.4} \right]$, $\xi = \frac{A_s f_y}{A_c f_{ck}}$, A_s 、 A_c 分别为钢材和混凝土的截面面积, f_{ck} 为混凝土抗压强度, $f_{ck} = 0.67 f_{cu}$; $\epsilon_0 = \epsilon_{00} + \left[700 + 400 \left(\frac{f_{ck} - 20}{20} \right) \right] \xi^{0.2} (\mu\epsilon)$, $\epsilon_{00} = 1300 + 14.93 f_{ck} (\mu\epsilon)$; $A = 2.0 - k$, $k = 0.1 \xi^{0.745}$; $B = 1.0 - k$;
 $\eta = 1.60 + 1.5 \frac{\epsilon_0}{\epsilon}$; $B = \begin{cases} 0.75 \frac{1}{\sqrt{1+\xi}} f_{ck}^{0.1} & (\xi \leq 3.0) \\ 0.75 \frac{1}{(\sqrt{1+\xi})(\xi-2)^2} f_{ck}^{0.1} & (\xi > 3.0) \end{cases}$

当考虑长期荷载作用效应的影响, 进行方钢管混凝土构件荷载—变形全过程关系曲线的计算时, 需对上述 $\sigma-\epsilon$ 关系模型进行修正。

文献[4]认为, 长期荷载作用下混凝土的抗压强度(峰值应力)随长期荷载持荷时间的延长有逐渐降低的趋势, 但有一下限值; 峰值应力对应的应变随持荷时间的延长也在逐渐增长。文献[5~7]对混凝土 $\sigma-\epsilon$ 关系峰值应力对应应变的修正方法与文献[4]类似, 但认为峰值应力不受长期荷载作用的影响, 考虑的根据在于: 一方面, 混凝土强度随龄期的增长会有所提高; 但另一方面, 混凝土强度在高应力比作用下又会有所降低。这样, 就可能致长期荷载作用后与作用前混凝土的抗压强度变化不大。

文献[6,7]考虑徐变效应的影响, 在对短期荷载作用下混凝土 $\sigma-\epsilon$ 关系模型峰值的修正时, 将其应变乘以一系数 $[1 + \mathcal{Q}(t, \tau_0)]$ (其中, $\mathcal{Q}(t, \tau_0)$ 为徐变系数) 进行放大, 应力坐标值则维持不变, 从而得到修正后的混凝土应力—应变关系模型。由于在 $\mathcal{Q}(t, \tau_0)$ 中考虑了长期荷载作用下的各影响因素, 因而修正后的应力—应变关系模型中也就自然考虑了这些因素的影响。

笔者在考虑长期荷载作用效应的影响时采用类似于文献[6,7]的方法对式(1)所示的模型进行修正, 即假设长期荷载作用不影响钢管混凝土中核心混凝土的强度, 只影响应变的变化; 收缩对应力—应变关系曲线的影响是使其产生沿应变轴的平移(平移量为收缩应变值 ϵ_{sh})。综合徐变和收缩的影响, 可得出考虑长期荷载作用影响时的应变 ϵ 与对应的短期荷载作用下 $\sigma-\epsilon$ 关系上应变 ϵ_0 的关系如下

$$\epsilon = [1 + \mathcal{Q}(t, \tau_0)] \epsilon_0 + \epsilon_{sh} \quad (2)$$

这样, 即可方便地确定出考虑长期荷载作用影响后的钢管混凝土核心混凝土的应力—应变关系模型。考虑长期荷载作用影响与否的混凝土 $\sigma-\epsilon$ 关系模型的情况比较如图 4 所示。

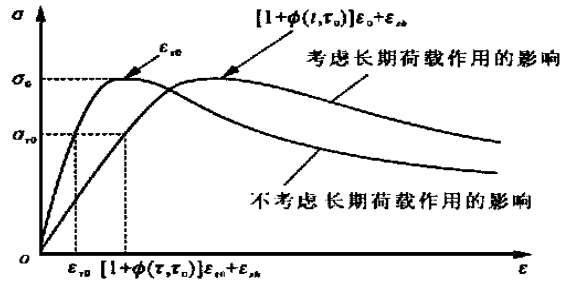


图 4 核心混凝土的应力—应变关系模型

2.2 荷载—变形关系的计算

确定了核心混凝土的应力—应变关系模型后, 即可利用数值方法方便地计算出考虑长期荷载作用效应的影响时方钢管混凝土构件的荷载—变形全过程关系曲线。计算时采用如下基本假设:

- (1) 钢材的应力—应变关系采用二次塑流模型^[3]; 忽略混凝土对抗拉的贡献, 受压时混凝土的应力—应变关系按本文建议的模型确定。
- (2) 钢管混凝土构件在变形过程中始终保持为平截面。
- (3) 钢和混凝土之间无相对滑移。
- (4) 忽略剪力对构件变形的影响。
- (5) 构件挠曲线为正弦半波曲线。
- (6) 杆件存在千分之一杆长的初挠度。

荷载—变形关系的计算过程如下:

(1) 与文献[3]计算方钢管混凝土压弯构件一次加载时荷载—变形全过程关系的方法类似, 先对构件横截面进行单元划分, 然后计算长期荷载 N_L 作用下构件的荷载—变形关系, 确定挠度 u_m 及跨中截面各单元的应力 σ 和形心应变 ϵ_0 。

(2) 假设构件在持荷 t 时间后有一挠度增量 Δu_m , 由平截面假定可计算出跨中截面各单元对应的形心应变, 由此确定出截面受压区各单元由于长期荷载作用产生的应变。

(3) 确定各单元的应力, 通过迭代调整截面形心处应变 ϵ_0 , 使构件满足内外弯矩平衡条件。

(4) 调整 Δu_m , 使构件满足内外轴力平衡条件, 最终得到的 Δu_m 即为考虑长期荷载作用后构件实际的挠度增量。

为了便于比较, 在计算考虑长期荷载作用影响

时构件的荷载—变形关系曲线时,加载龄期取为 28 d,持荷时间取为设计基准期 50 年。

图 5 为考虑长期荷载作用与否时方钢管混凝土压弯构件典型的 $N-u_m$ 关系曲线,其中, N_{cr} 和 u_{mcr} 分别为不考虑长期荷载作用影响时构件的极限承载力及其对应的挠度; N'_{cr} 和 u'_{mcr} 为考虑长期荷载作用影响时构件的极限承载力及其对应的挠度。由图 5 可见,二者的变化规律基本类似,只是在考虑长期荷载作用的影响时,构件的极限承载力有所降低,极限承载力对应的变形值也有所增大,且这种变化规律和构件的长细比、含钢率 ($\alpha = A_s/A_c$)、钢材屈服极限以及混凝土强度等因素有关。

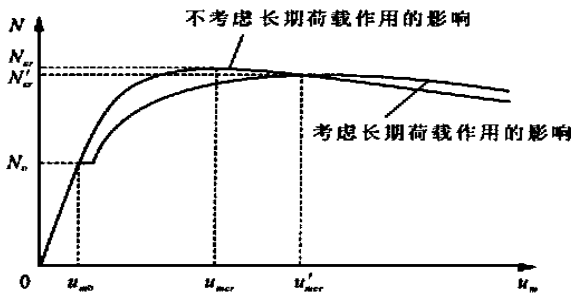


图 5 典型的 $N-u_m$ 关系曲线

计算结果表明,考虑长期荷载作用的影响时,在如下参数范围,即 $f_y = 235 \sim 390 \text{ MPa}$, $f_{ck} = 15 \sim 72 \text{ MPa}$, $\alpha = 0.04 \sim 0.20$, $\lambda = 10 \sim 120$ 情况下,极限荷载降低的幅度在 1%~ 35%之间,极限荷载对应的变形值则比不考虑长期荷载作用影响时的情况大 20%~ 200%。

图 6 为计算荷载—变形关系(实线)和本文试验结果(虚线)的对比情况。计算极限荷载 (N_{cr}) 与试验荷载 (N_0) 的比较情况列于表 1。可见,理论计算结果和试验结果基本吻合。

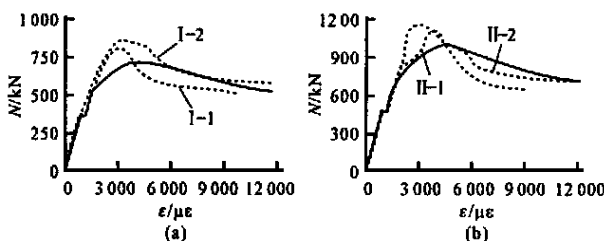


图 6 荷载—变形关系理论计算结果和试验结果的对比

3 参数分析

下面通过典型算例分析各参数对考虑长期荷载作用时钢管混凝土构件承载力的影响规律。为了便于分析,笔者将 $k_{cr} = N_{cr}/N'_{cr}$ 定义为承载力影响系数。

3.1 长细比(λ)和含钢率(α)

图 7 为长细比和含钢率对 k_{cr} 的影响。本算例中, $f_y = 345 \text{ MPa}$, $f_{ck} = 33.5 \text{ MPa}$ 。由图 7 可见,长细比的影响较为复杂:当长细比小于 60 时, k_{cr} 随长细比的增大而显著减小,当长细比大于 60 时,这种影响趋于平缓。产生以上现象的原因在于:当构件长细比较小时,由于长期荷载作用引起的二阶效应对承载力的影响起控制作用,在构件达到极限承载力之前,跨中截面基本处于全截面受压状态;而当构件长细比较大时,构件跨中挠度也相应增大,使跨中截面作用的弯矩增大,构件在达到极限承载力时,跨中截面核心混凝土的受拉区在不断扩大,受压区面积则逐渐减小,从而可减小长期荷载作用的影响。

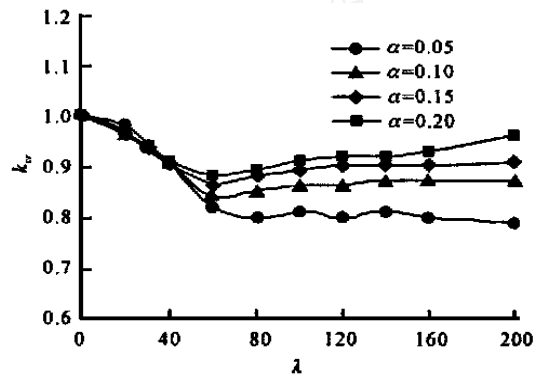


图 7 长细比和含钢率对 k_{cr} 的影响

从图 7 还可以看出,当长细比小于 40 时,在一定的长细比下,含钢率的变化对 k_{cr} 的影响不明显;但随着长细比的增大,在一定长细比条件下,含钢率的变化对 k_{cr} 的影响逐渐趋于明显,且含钢率越大, k_{cr} 值也越大,即由于长期荷载作用对钢管混凝土构件承载力的影响趋于减小。

3.2 钢材屈服极限(f_y)

图 8 为钢材屈服极限对 k_{cr} 的影响,本算例中, $\alpha = 0.10$, $f_{ck} = 33.5 \text{ MPa}$ 。由图 8 可见,钢材屈服极限的变化对 k_{cr} 的影响主要在 $\lambda = 60 \sim 180$ 的范围内,

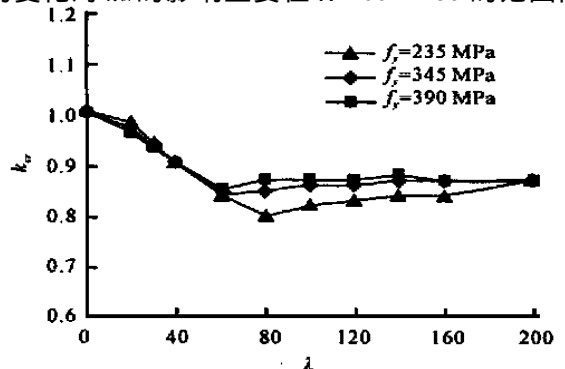


图 8 钢材强度对 k_{cr} 的影响

且钢材屈服极限越高, k_{cr} 值越大, 即由于长期荷载作用对钢管混凝土构件承载力的影响趋于减小。

3.3 混凝土抗压强度 (f_{ck})

图 9 为混凝土抗压强度对 k_{cr} 的影响。本算

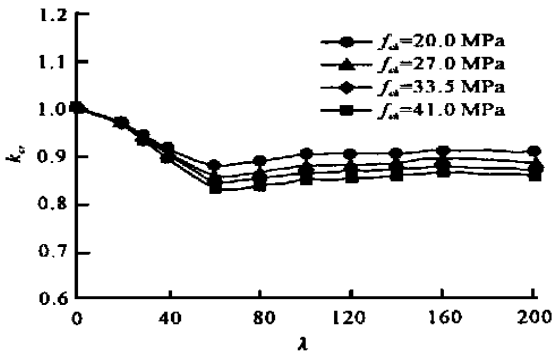


图 9 混凝土强度对 k_{cr} 的影响

例中, $\alpha = 0.10, f_y = 345 \text{ MPa}$ 。可见, 当构件长细比小于 40 时, f_{ck} 的变化对 k_{cr} 基本没有影响; 当长细比大于 40 时, 在一定长细比条件下, 随着 f_{ck} 的提高, k_{cr} 逐渐趋于减小, 即由于长期荷载作用对钢管混凝土构件承载力的影响趋于显著。

4 长期荷载作用对构件承载力的影响系数

上述分析结果表明, 长期荷载作用对钢管混凝土构件的承载力有一定影响, 因而在进行方钢管混凝土构件的设计时应考虑这个因素, 在对计算整理分析, 且考虑构件各参数影响的基础上可方便地给出由于长期荷载作用对方钢管混凝土轴压构件承载力的影响系数 k_{cr} , 如表 2 所示。

表 2 长期荷载作用影响系数 k_{cr}

λ	α	混凝土种类											
		C30			C40			C50			C60		
		钢材种类											
		Q235	Q345	Q390	Q235	Q345	Q390	Q235	Q345	Q390	Q235	Q345	Q390
20	0.05	0.98	0.97	0.97	0.98	0.98	0.97	0.98	0.98	0.97	0.98	0.98	0.97
	0.10	0.98	0.97	0.97	0.98	0.97	0.97	0.98	0.97	0.96	0.98	0.97	0.96
	0.15	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.96	0.96	0.97	0.96	0.96
	0.20	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.97	0.96	0.96	0.96	0.97	0.96	0.96
40	0.05	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.90	0.90	0.90	0.90	0.89	0.89
	0.10	0.92	0.91	0.92	0.91	0.91	0.91	0.90	0.90	0.90	0.90	0.89	0.89
	0.15	0.92	0.92	0.92	0.91	0.91	0.91	0.90	0.90	0.90	0.90	0.90	0.89
	0.20	0.92	0.92	0.93	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.91	0.90	0.90	0.90
60	0.05	0.85	0.85	0.86	0.84	0.84	0.84	0.83	0.82	0.83	0.82	0.81	0.82
	0.10	0.86	0.88	0.89	0.85	0.86	0.87	0.84	0.84	0.85	0.83	0.83	0.84
	0.15	0.87	0.90	0.91	0.86	0.88	0.89	0.85	0.86	0.88	0.84	0.85	0.86
	0.20	0.89	0.92	0.93	0.87	0.90	0.91	0.86	0.88	0.89	0.85	0.87	0.88
80	0.05	0.80	0.85	0.87	0.78	0.82	0.84	0.77	0.80	0.82	0.76	0.79	0.80
	0.10	0.84	0.88	0.90	0.82	0.86	0.88	0.80	0.85	0.87	0.79	0.83	0.85
	0.15	0.87	0.91	0.92	0.85	0.89	0.90	0.83	0.88	0.89	0.82	0.86	0.88
	0.20	0.89	0.92	0.93	0.88	0.91	0.92	0.86	0.89	0.91	0.85	0.88	0.90
100	0.05	0.80	0.85	0.86	0.78	0.82	0.84	0.76	0.81	0.82	0.74	0.79	0.80
	0.10	0.85	0.90	0.91	0.83	0.88	0.89	0.82	0.86	0.87	0.80	0.84	0.86
	0.15	0.88	0.92	0.93	0.87	0.91	0.91	0.85	0.89	0.90	0.84	0.88	0.89
	0.20	0.91	0.94	0.94	0.89	0.92	0.93	0.87	0.91	0.92	0.86	0.90	0.91
120	0.05	0.81	0.84	0.85	0.78	0.82	0.83	0.77	0.80	0.81	0.75	0.78	0.79
	0.10	0.87	0.90	0.91	0.85	0.88	0.89	0.83	0.86	0.87	0.82	0.85	0.86
	0.15	0.90	0.93	0.93	0.88	0.91	0.92	0.87	0.90	0.90	0.85	0.88	0.89
	0.20	0.92	0.94	0.95	0.90	0.93	0.93	0.89	0.92	0.92	0.88	0.91	0.91

5 结 语

(1) 笔者提出的方钢管混凝土轴心受压构件荷

载—变形全过程分析结果与试验结果基本吻合。

(2) 长细比对长期荷载作用后方钢管混凝土构

(下转第 66 页)

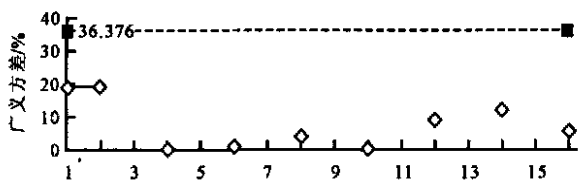


图4 二元离差控制(11#塔主梁)

控制在一定范围内,施工质量稳定。

3.3 工序能力指数

工序能力用于主梁工程质量评价时,是指工序处于稳定状态下满足规定技术指标的能力。设 μ 为总体均值, 2Δ 为评价指标参数的波动范围,并采用等效弹性模量波动率 C_{bE} 和等效容重波动率 C_{bP} (波动率 $C_b = 2\Delta/\mu$)作为评价指标,根据工序能力指数定义和一般规定标准^[3],由洞庭湖大桥主梁等效弹性模量和等效容重统计数据可以得出等效弹性模量波动率 C_{bE} 和等效容重波动率 C_{bP} 的建议评价标准:

(1)当 $C_{bE} < 0.074$ 且 $C_{bP} < 0.066$ 时,工序能力强,能满足质量要求;

(2)当 $0.074 < C_{bE} < 0.098$ 且 $0.066 < C_{bP} < 0.088$ 时,工序能力一般,能达到质量要求;

(3)当 $C_{bE} > 0.098$ 或 $C_{bP} > 0.088$ 时,工序能力弱,难以达到质量要求。

(上接第61页)

件承载力有影响:当长细比小于60时, k_{cr} 随长细比的增大而趋于减小,即由于长期荷载作用对钢管混凝土构件承载力的影响越大;当长细比大于60时,影响系数 k_{cr} 的变化则随长细比的变化而趋于平缓。

(3)当长细比小于40时,含钢率的变化对 k_{cr} 的影响不明显;当长细比大于40时,含钢率越大, k_{cr} 值越大,即由于长期荷载作用对钢管混凝土构件承载力的影响越小。

(4)长细比为60~180时,钢材屈服极限的变化对 k_{cr} 有影响,且屈服极限越高, k_{cr} 越大,即由于长期荷载作用对钢管混凝土构件承载力的影响越小。

(5)当长细比大于40时,混凝土强度的变化对 k_{cr} 影响变得逐渐显著,且强度越高, k_{cr} 越小,即由于长期荷载作用对钢管混凝土构件承载力影响越大。

(6)方钢管混凝土柱有长期荷载作用时,应考虑其构件承载力的影响,笔者提供的影响系数 k_{cr} 可供有关工程设计时参考。

参考文献:

[1] 韩林海,陶忠,刘威,陈宝春.长期荷载作用下方钢

4 结 语

(1)将人工神经网络运用于混凝土大跨度桥梁主梁参数估计,并充分考虑混凝土桥梁主梁参数估计的特点,改进了BP算法。

(2)建立的对主梁参数进行估计的方法是实时估计方法,根据估计结果可判断施工质量稳定性。

(3)针对大跨度桥梁施工质量缺乏反映荷载效应的不足,在参数实时识别基础上,提出等效弹性模量波动率和等效容重波动率的评定指标和方法。

(4)将人工神经网络用于主梁参数估计,用新的质量评价指标进行施工监控基础上,对岳阳洞庭湖大桥三塔斜拉桥进行施工控制,取得了满意效果。

参考文献:

[1] 陈德伟,等.斜拉桥施工控制可视化软件[J].同济大学学报,1998,26(5):537—541.

[2] 林元培.卡尔曼滤波法在斜拉桥施工中的应用[J].土木工程学报,1983,16(3):20—24.

[3] 王善奇.抽样检验与质量控制[M].北京:北京大学出版社,1991.

[4] 王成斌.多元质量控制[M].北京:宇航出版社,1990.

管混凝土轴心受压柱的变形特性[J].中国公路学报,2001,14(2):52—57.

[2] GJB.战时军港抢修早强型组合结构设计规程[S].

[3] 韩林海.钢管混凝土结构[M].北京:科学出版社,2000.

[4] CHOVICH IEN V, GUTZWILLER M J, LEE R H. Analysis of reinforced concrete columns under sustained load [J]. ACI Journal, 1973, 68(10): 692—699.

[5] MANUE R F, MACGREGOR J G. Analysis of restrained reinforced concrete columns under sustained load [J]. ACI Journal, 1967, 62(1): 12—23.

[6] GU YAH B B, JACKSON N. Slender concrete columns under sustained load [J]. Journal of Structural Division Proc of ASCE, 1971, 97(ST11): 2729—2750.

[7] CHU K H, CARREIRA D J. Time-dependent cyclic deflections in R/C beams [J]. Journal of Structural Engineering, 1986, 112(5): 943—959.

[8] 钟善桐.钢管混凝土结构[M].哈尔滨:黑龙江科学技术出版社,1994.