

# 高性能砼收缩应变计算模型研究\*

谭威, 王鹏程, 李志民, 聂洁

(长沙理工大学, 湖南 长沙 410004)

**摘要:** 目前的高性能砼(HPC)收缩应变计算模型普遍通过各自试验数据的拟合得到,不具备通用性。为探寻实用的收缩应变计算模型,文中通过广泛收集砼收缩应变试验实测数据建立高性能砼试验数据库,以 GL2000 作为基础模型建立指数函数形式收缩应变基准模型,然后利用试验数据对该收缩基准模型进行多种影响因素的参数修正,得到 HPC 收缩应变计算模型;与多个预测模型进行精度对比,结果表明该计算模型对 HPC 收缩应变的预测较准确。

**关键词:** 桥梁;高性能砼(HPC);收缩应变;计算模型

中图分类号:U446.1

文献标志码:A

文章编号:1671-2668(2018)03-0155-05

JTG D62-2004《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》中的高性能砼(HPC)收缩计算模型为 CEB-FIP1990 模型。随着桥梁跨径的增大及各种外加剂的出现,规范中的计算模型已不能准确预测砼的收缩应变值,提出适应 HPC 的收缩计算模型显得很有必要。当前国内学者普遍是通过有限的试验数据来回归拟合或基于当前规范提出多项系数进行拟合建立 HPC 收缩应变计算模型,如:汤灿等通过大量试验数据进行归一拟合,获得了各因素对砼收缩应变的影响系数公式;孟少平等对苏通大桥辅桥采用的 HPC 进行收缩试验,利用短期收缩试验数据进行 CEB-FIP90 模型参数修正;赵素梅等对双掺粉煤灰和矿渣的 HPC 进行强度和收缩试验,通过回归分析得到双掺 HPC 的收缩计算式。该文在建立数据库的基础上对 HPC 的收缩应变预测模型进行研究。

## 1 HPC 收缩应变试验数据库

收集国内外关于 HPC 的收缩试验数据,建立 HPC 收缩试验数据库(见图 1)。

从图 1 可看出:HPC 的收缩应变性能试验中,砼强度等级主要为 C50、C55、C60,其中 C50 和 C55 的试验组数和占总数的 33.98%,C60 占 66.02%,说明所建立的试验数据库可反映实际工程中通用的 HPC 强度;HPC 收缩应变性能试验中构件尺寸主要为 45~70 mm,所处环境湿度主要为 40%~75%。

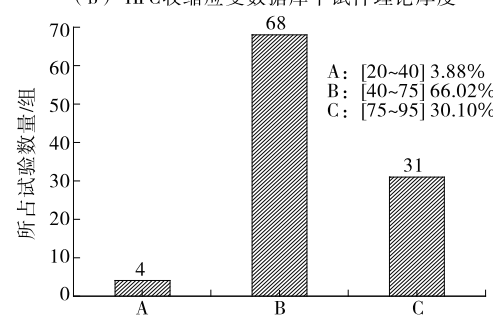
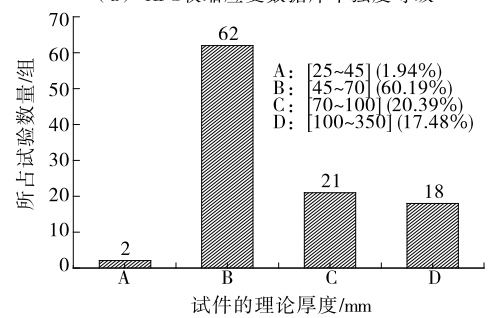
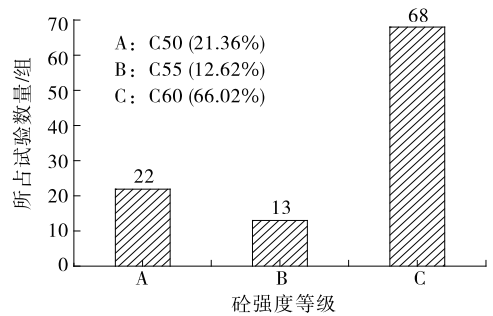


图 1 HPC 收缩应变的主要因素分布

\* 基金项目: 国家自然科学基金项目(51278072);湖南省科技计划项目(2012FJ4125);长沙理工大学土木工程重点创新项目(16ZDXK09)

## 2 基准状态下收缩应变计算公式

### 2.1 基准状态与基础模型

根据 SL352—2006《水工混凝土试验规程》、GB/T 50082—2009《普通混凝土长期性能和耐久性能试验方法》及图 1 所示 HPC 收缩应变影响因素分布,将 HPC 收缩应变的基准状态假定为:C60 砼;

不加矿粉、粉煤灰、外加剂等;构件为 150 mm 的立方体,标准养护 3 d 后放入恒温(20 °C±2 °C)、恒湿(60%±5%)的室内测试收缩应变。

很多学者采用 B3 变异系数法对 CEB—1990、CEB—2010、ACI209R—92、RILEMB3、GL2000 收缩预测模型进行精度对比,结果见表 1。从中可见, GL2000 模型的收缩应变变异系数小,精度最高。

表 1 收缩预测模型精度对比

学者姓名	各预测模型下收缩应变的变异系数/%				
	CEB—1990	CEB—2010	ACI209R—92	RILEMB3	GL2000
Hummel 等	58.70	13.21	30.00	27.00	16.50
Wesche 等	36.10	20.37	24.00	38.40	17.30
Hansen, Dahms	81.50	73.13	52.90	16.50	32.15
Keeton	48.30	32.56	120.60	28.90	21.30
L. Hermite, Mamillan	45.50	7.32	58.70	46.10	13.20
Troxell 等	47.40	28.39	36.80	34.10	21.51
York 等	8.90	15.41	42.80	30.60	37.59
Hilsdorf	29.60	41.85	24.70	11.70	18.53
Rusel and Burg	58.10	43.27	51.00	38.50	23.53
L'Hermite 等	69.40	71.33	123.10	66.70	32.41
Weigler, Karl	21.30	23.15	29.60	31.30	47.37
Lambotte, Mommens	31.30	13.36	30.70	39.10	31.72
变异系数平均值/%	44.68	31.95	52.08	34.08	26.09
精度排序	4	2	5	3	1

### 2.2 基准模型的建立

以基础模型 GL2000 计算的收缩应变建立收缩数据样本,拟合基准状态下收缩应变基准模型,得:

$$\epsilon(t, t_s) = T_t \times \epsilon(\infty, 3) \quad (1)$$

式中: $\epsilon(\infty, t_s)$ 为基准状态下时间为 $\infty$ 时的收缩应变; $t$ 为时间; $t_s$ 为收缩龄期; $T_t$ 为时间系数,其表达式见式(2)。

$$T_t = \sum_{i=1}^n [1 - e^{q_i t}] \quad (2)$$

式中: $q_i$ 为待定参数。

对其进行拟合,通过系数  $RS_q$  分析拟合精度,若  $RS_q$  的值与 1 相近,则拟合较吻合。拟合分析得  $n=3$ 、 $RS_q=0.999$ ,收缩应变的基准模型为:

$$\epsilon(t, t_s)_{\text{基准}} = 370.855 24 [1 - 0.199 71 \times e^{-0.084 78 (t-t_s)} - 0.480 11 e^{-9.571 0 \times 10^{-3} (t-t_s)} - 0.259 50 e^{-1.192 50 \times 10^{-3} (t-t_s)}] \quad (3)$$

## 3 非基准状态下多影响因素的参数修正

### 3.1 龄期因素

表 2 为基础模型 GL2000 计算所得不同收缩龄期构件随时间增长的收缩应变相对值。根据上文基准状态,设定收缩龄期 3 d 时的收缩应变相对值为 1。从表 2 可看出:较短的持荷时间对收缩应变有一定影响,但随着持荷时间的增长,收缩龄期对收缩应变的影响减小,当持荷时间达到 150 d 时,收缩龄期为 5、7 d 时的收缩应变相对值皆不小于 0.99,即在后期持荷时间中,收缩龄期的变化随持荷时间的增加对收缩应变的影响不大。因此,收缩龄期的影响忽略不计。

### 3.2 尺寸因素的修正表达式

设定 75 mm 构件的收缩应变相对值为 1,不同尺寸构件随时间增长的收缩应变相对值见表 3。

表2 不同收缩龄期构件随时间增长的收缩应变相对值

时间/d	不同收缩龄期(d)下的收缩应变相对值			时间/d	不同收缩龄期(d)下的收缩应变相对值		
	3	5	7		3	5	7
3	1	0.778 462 43	0.451 711 14	150	1	0.996 074 82	0.992 087 65
5	1	0.849 330 46	0.661 171 85	500	1	0.999 427 30	0.998 850 94
7	1	0.898 782 31	0.782 195 59	1 000	1	0.999 834 31	0.999 668 03
14	1	0.930 241 95	0.853 285 81	3 000	1	0.999 979 42	0.999 958 81
28	1	0.970 378 40	0.939 266 19	7 000	1	0.999 996 09	0.999 992 17
60	1	0.986 191 72	0.971 961 52	10 000	1	0.999 998 07	0.999 996 14
100	1	0.993 021 86	0.985 897 01				

表3 不同尺寸构件随时间增长的收缩应变相对值

时间/d	不同尺寸(mm)构件的收缩应变相对值									
	75	100	200	300	400	500	600	700	800	1 000
1	1	0.750 8	0.375 8	0.250 6	0.187 9	0.150 3	0.125 3	0.107 4	0.094 0	0.075 2
7	1	0.755 3	0.380 3	0.253 9	0.190 5	0.152 4	0.127 0	0.108 9	0.095 3	0.076 2
14	1	0.760 4	0.385 4	0.257 6	0.193 4	0.154 8	0.129 0	0.110 6	0.096 8	0.077 4
28	1	0.770 0	0.395 4	0.265 0	0.199 1	0.159 4	0.132 9	0.113 9	0.099 7	0.079 8
60	1	0.789 2	0.416 7	0.280 8	0.211 4	0.169 5	0.141 4	0.121 2	0.106 1	0.084 9
100	1	0.809 1	0.440 8	0.299 1	0.225 8	0.181 2	0.151 2	0.129 7	0.113 6	0.090 9
180	1	0.838 3	0.481 0	0.330 5	0.250 6	0.201 5	0.168 4	0.144 6	0.126 7	0.101 5
360	1	0.881 4	0.554 0	0.391 0	0.299 6	0.242 2	0.203 0	0.174 6	0.153 1	0.122 8
500	1	0.901 4	0.596 2	0.428 3	0.330 7	0.268 3	0.225 3	0.194 1	0.170 3	0.136 8
1 000	1	0.938 4	0.696 0	0.526 1	0.415 9	0.341 6	0.289 0	0.250 0	0.220 1	0.177 3
2 000	1	0.964 8	0.794 8	0.641 4	0.525 7	0.440 9	0.377 7	0.329 4	0.291 6	0.236 6
3 500	1	0.978 6	0.861 5	0.734 7	0.625 0	0.536 9	0.467 2	0.411 9	0.367 3	0.300 8
7 000	1	0.988 8	0.921 1	0.833 7	0.744 8	0.663 6	0.593 1	0.533 1	0.482 3	0.402 5
10 000	1	0.992 1	0.942 3	0.873 7	0.798 9	0.726 0	0.659 2	0.599 9	0.548 0	0.463 6

从表3可看出:构件尺寸一定时,收缩应变随时间的增长变化较大;在同一时间时,构件尺寸对收缩应变的影响也较大。对不同大小构件随时间增长的收缩应变相对值进行函数拟合,得到构件尺寸因素的修正表达式:

$$\alpha_h(t) = A + Be^{t/C} + De^{t/E} \tag{4}$$

式中:A、B、C、D、E为系数。

不同构件尺寸下式(4)中待求系数A、B、C、D、E的取值见表4。从表4可看出:相关系数RS<sub>q</sub>在0.999以上,回归拟合效果很好。

表4 收缩影响系数α<sub>h</sub>(t)函数中各待求拟合系数

构件尺寸/mm	A	B	C	D	E	RS <sub>q</sub>
75	1.000 0	—	—	—	—	1.000
100	0.990 4	-0.103 9	-1 461.70	-0.135 2	-220.57	0.999
200	0.946 4	-0.331 1	-2 570.60	-0.238 5	-436.76	0.999
300	0.897 2	-0.198 5	-555.08	-0.447 0	-3 486.10	0.999

续表 4

构件尺寸/mm	A	B	C	D	E	RS <sub>q</sub>
400	0.847 4	-0.502 2	-4 333.70	-0.156 4	-608.85	0.999
500	0.799 3	-0.521 6	-5 135.70	-0.126 5	-634.05	0.999
600	0.753 7	-0.521 5	-5 884.30	-0.106 1	-648.70	1.000
700	0.710 7	-0.091 6	-659.13	-0.511 0	-6 567.30	1.000
800	0.670 4	-0.495 1	-7 177.90	-0.080 7	-667.33	1.000
1 000	0.597 8	-0.456 7	-8 184.70	-0.065 5	-679.58	1.000

### 3.3 砼等级因素的修正表达式

根据文献[6]~[9]中的 HPC 试验实测数据,得到 C50~C80 砼的收缩应变影响系数,在基准状态下以 C60 砼为基准得到多个强度砼的收缩应变相对值(见表 5)。

表 5 C50~C80 砼的收缩应变相对值

强度等级	收缩应变相对值	强度等级	收缩应变相对值
C50	1.161 290 3	C70	0.838 709 7
C55	1.080 645 2	C80	0.677 419 4
C60	1.000 000 0		

从表 5 可看出:砼的强度等级越高,收缩应变越小,二者呈正相关。对其进行函数拟合,得到砼等级因素的修正表达式:

$$\alpha_{f_{ck}} = 51.485 66 - 8.126 88 \ln(f_{ck} + 438.886 29), RS_q = 0.999 \quad (5)$$

### 3.4 湿度因素的修正表达式

根据图 1,湿度 40%~75% 的占比为 66.02%,75%~95% 的占比为 30.10%,湿度绝大部分为 40%~95%。设定湿度 60% 的收缩应变相对值为 1,得到其余湿度下收缩应变相对值(见图 2)。对其进行函数拟合,得到湿度因素的修正表达式:

$$\alpha_{RH} = 1.422 32 - 1.573 08RH + 3.708 22RH^2 - 3.764 66RH^3, RS_q = 0.999 \quad (6)$$

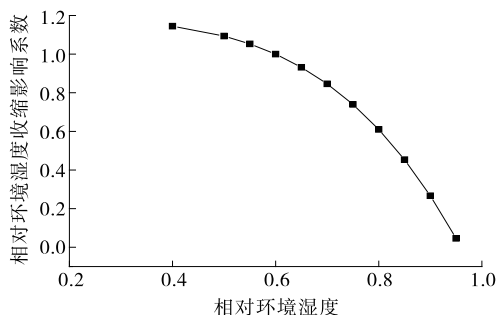


图 2 不同湿度下的收缩应变相对值

### 3.5 粉煤灰及矿粉的修正表达式

粉煤灰及矿粉的掺加对 HPC 收缩性能的影响较大。根据现有研究成果分析不同比例粉煤灰与矿粉时砼的收缩应变相对值随二者总掺量的变化,结果见表 6。

表 6 不同粉煤灰与矿粉掺量下砼的收缩应变相对值

粉煤灰 <i>f</i> : 矿粉 <i>k</i>	不同粉煤灰和矿粉掺量(%)下的 收缩应变相对值				
	20	30	40	50	60
1 : 02	0.835 2	0.807 1	0.779 0	0.750 9	0.722 8
2 : 03	0.818 9	0.790 8	0.762 7	0.734 6	0.706 5
1 : 01	0.797 8	0.769 7	0.741 6	0.713 5	0.685 4

从表 6 可看出:粉煤灰与矿粉的比例一定时,随着粉煤灰与矿粉总掺量的增加,砼的收缩应变降低;粉煤灰与矿粉总掺量一定时,粉煤灰所占比例增大,则砼的收缩应变降低,相比于矿渣,单独增加粉煤灰比例对降低砼收缩的效果更明显。对其进行多元函数拟合,得到粉煤灰及矿粉的修正表达式:

$$\alpha_{fk} = 1 - 0.393 26f/k + 0.202 25(f/k)^2 - 0.280 90fk, RS_q = 0.999 \quad (7)$$

### 3.6 外加剂因素的修正系数

外加剂主要包括减水剂、引气剂、早强剂、保水剂、缓凝剂。根据数据库中的试验配合比与实际工程实测数据,外加剂种类及掺量对 HPC 收缩性能的影响不同。建议采用表 7 所示外加剂收缩应变修正系数。

表 7 外加剂收缩应变修正系数

外加剂类型	掺量/%	影响系数
减水剂	0.5~2.1	0.85~1.10
早强剂	0.5~2.5	1.00~1.20
引气剂	—	0.80~1.00

关于外加剂掺量对 HPC 收缩性能的影响研究表明:膨胀剂掺量为 8% 左右、引气剂掺量为 0.4%、减水剂掺量为 1.2%~1.8% 时砼的收缩性能最佳,实际工程中取减水剂为 1.5%。

#### 4 预测精度对比分析

选择多个典型试验实测数据验证上述收缩应变

计算模型的精度,并与 ACI209R-92、RILEM B3、GL2000 及 CEB-FIP2010 模型计算结果对比,结果见图 3。

由图 3 可知:在几种计算模型的预测结果中,文中 HPC 收缩应变计算模型的预测值与相应文献的试验实测值吻合最好;JTG D62-2004《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》中模型对 HPC

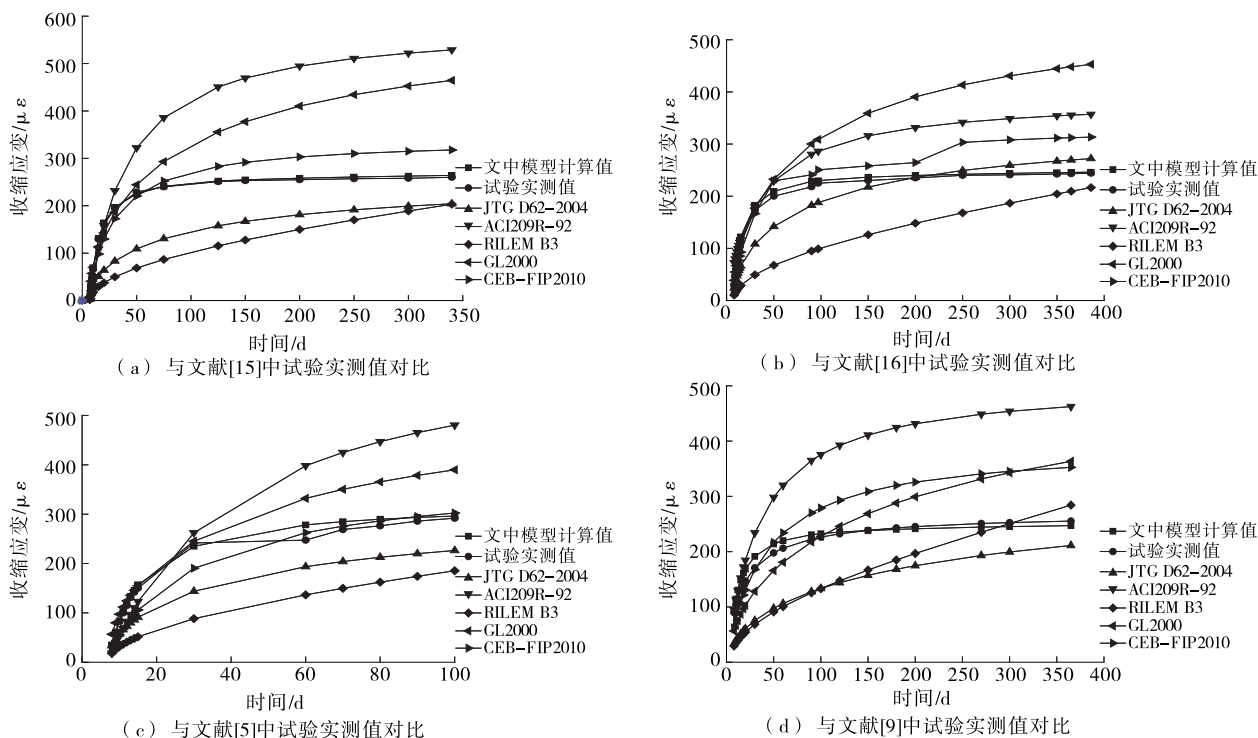


图 3 不同 HPC 收缩应变计算模型预测精度对比

收缩应变的预测结果偏小;ACI209R-92 模型对 HPC 收缩应变的预测结果最大,为实测值的 1.3~1.6 倍。

#### 5 结语

该文通过对 HPC 收缩试验数据的整理,确定了影响 HPC 收缩效应的主要因素,建立了收缩应变基准模型。精度对比结果显示,JTG D62-2004《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》中计算模型对 HPC 收缩应变的预测结果普遍偏小,文中计算模型的预测值与试验实测值吻合最佳,可应用于实际工程中 HPC 收缩性能预测。

#### 参考文献:

[1] JTG D62-2004,公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].

[2] CEB 欧洲国际混凝土委员会,1990CEB-FIP 模式规范(混凝土结构)[S].  
 [3] 汤灿,郑文忠.一个新的多系数混凝土收缩模式[J].建筑材料学报,2016,19(5).  
 [4] 孟少平,潘钻峰,王辉,等.苏通大桥辅桥高性能混凝土收缩和徐变试验及分析[J].现代交通技术,2009,6(5).  
 [5] 赵素梅,贡金鑫.双掺矿物掺合料高性能混凝土的强度与收缩试验研究[J].混凝土,2016(2).  
 [6] Z P Bazant, S Baweja. Justification and refinements of model B3 for concrete creep and shrinkage 1: statistics and sensitivity[J]. Materials and Structures, 1995, 28.  
 [7] Z P Bazant, Li G H. Comprehensive database on concrete creep and shrinkage[R]. Infrastructure Technology Institute, 2008.  
 [8] 潘钻峰.大跨径预应力混凝土箱梁桥的时效变形[M].南京:东南大学出版社,2013.  
 [9] 张方.大跨度预应力混凝土梁桥时变性能及分析方法

续表 3

桩号	竣工桩长/m	测试桩长/m		桩身结构完整性描述		桩类别判定	
		改进方法	原方法	改进方法	原方法	改进方法	原方法
20	12.75	12.65	12.05	完整	完整	I	I
21	12.66	12.65	12.45	完整	完整	I	I
21	12.55	12.50	11.78	完整	完整	I	I
22	12.65	12.50	12.12	12.5 m 左右存在轻微缺陷	完整	II	I
23	12.58	12.55	12.06	完整	完整	I	I
24	12.59	12.40	12.01	完整	完整	I	I
25	12.58	12.55	12.10	3 m 左右存在轻微缺陷	3 m 左右存在轻微缺陷	II	II
26	12.60	12.50	12.21	完整	完整	I	I

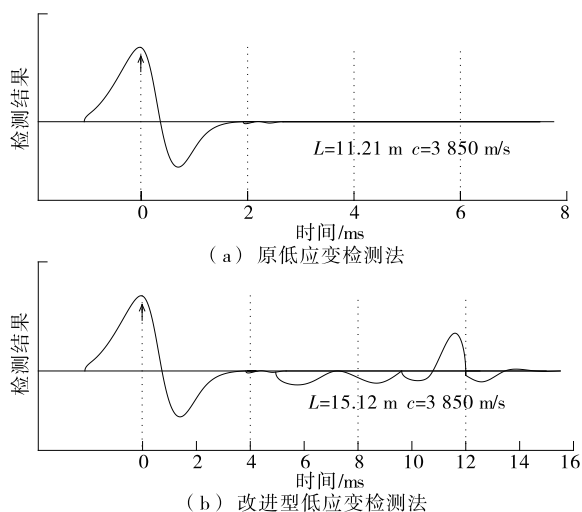


图 6 竣工桩长  $L$  为 15.23 m 桩基的低应变反射波

由表 3、图 6 可知:相比原低应变测试法测试的桩长,改进方法测试的桩长更接近竣工桩长;竣工桩长 15.23 m 桩的检测桩长,改进方法与原低应变测试法相差 3.91 m,对应桩类别分别为 II、I。其原因是改进型低应变测试法下的反射波穿透桩基更深,而原低应变测试法受到承台的制约,部分能量未能穿透桩基底部,导致桩长测试长度小于改进方法。一旦测试缺陷大于测试范围后,缺陷不能被检测出,将造成桩类别误判,如 II 类桩误判为 I 类桩。

### 3 结论

(1) 桩身刚度随检测点与激振点距离的增大呈现先增大后减少的趋势,当检测点距离激振点 1.2 m 时,桩身刚度最大。可见,在具有承台的桩基上测试桩的动刚度难以获得准确值。

(2) 采用改进型低应变检测法剔除承台对振动能量的影响,测试结果比通过承台安置传感器激振获得的桩长更准确。

### 参考文献:

[1] 张明启.基桩反射波法测试技术的应用研究[D].天津:天津大学,2006.  
 [2] 雷贤庆.影响基桩完整性检测准确性的相关因素分析[J].工程质量,2001(9).  
 [3] 周乃明.动刚度法在既有承台一桩基检测中的应用研究[D].广州:华南理工大学,2015.  
 [4] 韩玉春.桩基检测技术在高层建筑工程中的应用[D].杨凌:西北农林科技大学,2008.  
 [5] 张维维.动刚度在基桩动测中的应用[D].武汉:华中科技大学,2009.

收稿日期:2017-11-30

(上接第 159 页)

研究[D].成都:西南交通大学,2011.  
 [10] SL352-2006,水工混凝土试验规程[S].  
 [11] GB/T 50082-2009,普通混凝土长期性能和耐久性试验方法[S].  
 [12] 孙江云,金宝宏,侯玉飞.矿物掺合料对高性能混凝土塑性收缩裂缝的影响[J].桂林理工大学学报,2016,

36(2).  
 [13] 张戎令,王起才,马丽娜.复配外加剂体系对高性能混凝土收缩性能的影响[J].硅酸盐通报,2013,32(11).  
 [14] 罗俊礼,徐志胜,熊伟.再生骨料高性能混凝土收缩徐变对比试验研究[J].工业建筑,2014,44(1).

收稿日期:2017-03-09