

核电站安全壳混凝土结构长期预应力预测模型初步研究

廖开星, 李 毅, 孔祥龙, 汤志杰, 遆文新
(苏州热工研究院有限公司 寿命中心老化管理技术研究所, 江苏 苏州 215004)

摘 要: 基于 ACI209R - 92、CEB - FIP(1990)、GL2000 收缩与徐变模型基础, 充分考虑了混凝土的收缩、徐变和预应力钢筋松弛的耦合作用后推导出安全壳长期预应力预测的计算模型。通过计算分析, 其中基于 CEB - FIP(1990)模型的预测值与实测值更为接近。采用 3 000 h 内的预应力监测值修正模型后, 该模型对长期预应力值的预测更为合理。该研究成果为核电站的长寿命运行提供了很好的技术支撑。

关键词: 安全壳; 预应力; 长寿命运行

中图分类号: TU528.01 **文献标志码:** A **文章编号:** 1002- 3550(2015)05- 0140- 05

Primary research on nuclear power station containment concrete structure long - term prestress forecasting model

LIAO Kaixing ,LI Yi ,KONG Xianglong ,TANG Zhijie ,TI Wenxin
(Department of Ageing Management, Suzhou Nuclear Power Research Institute, Suzhou 215004, China)

Abstract: It provided a formulas for calculating the pressing value of the containment, which was deduced on considering the influence of concrete dry shrinkage, creep and the relaxation of prestress strand coupling effect basing on ACI209R - 92, the CEB - FIP(1990), GL2000 shrinkage and creep model. Through calculation and analysis, the prestress value calculating based on CEB - FIP(1990)model is more close to the measured values. The model corrected by using prestress strand monitoring value within 3 000 h, and the prestress value predicted of this model is more reasonable. The results are a good technical support for long term operation of the nuclear power plants.

Key words: containment; pressing; long term operation

0 引言

安全壳是核反应堆的保护结构,是继核燃料包壳、一回路压力边界之后的最后一道安全屏障。其主要功能是辐射屏蔽,特别是当堆芯、压力容器或一回路管道发生破裂、造成失水事故时,将事故中的裂变产物限制和屏蔽在其内部,将释放到周围放射剂量水平限制在容许范围内,以确保核工作人员和公众的安全;其次是防外界飞射物的冲击,以保护核岛主要设备的完整性。因此,安全壳对核电站的安全运行起着至关重要的作用。

国内压水堆安全壳大多数为后张拉灌浆预应力混凝土结构,由于张拉工艺和材料性能等原因,随着安全壳服役时间的增长,钢束中的张拉应力逐渐降低,这种降低称为预应力损失,预应力损失会降低安全壳混凝土结构的抗裂度(抵抗开裂的能力)和刚度。如果服役寿期内预应力损失过大,会使混凝土抗拉能力不足而出现开裂,即不能满足设计功能要求,则 LOCA 事故下不能保证安全壳结构完整性和密封性,降低了安全裕度,影响公众安全。

国外核电站的运行经验表明:部分核电站出现安全壳预应力损失速率超过了最初设计的预期值,影响安全壳的

完整性^[1];另一方面,国际上核电站长寿命运行(LTO)成为核电站发展的趋势,这就对安全壳预应力提出了更高的要求。因此,正确的预测预应力损失不仅是设计安全壳的一个重要问题,也是运行阶段正确预测安全寿期内壳服役性能的必要条件。国内部分安全壳竖向预应力钢束中选择 4 根安装了预应力测力计,以监测其当前的预应力值,一方面这些测力计自身存在老化的问题,服役超过一定时间出现老化失效而无法准确测量预应力的现象,另一方面其仅能监测当前值,无法预测未来某个服役年限的预应力值,因此,无论安全壳有无预应力监测装置,都需要建立合理的长期预应力预测模型,美国和法国也在这方面展开了大量的研究工作,而我国在这方面的研究工作才刚刚起步。

1 混凝土收缩与徐变计算模型

长期预应力损失主要是由混凝土收缩与徐变、钢绞线应力松弛引起的。由于目前国内安全壳采用的高强低松弛预应力钢绞线,因松弛引起的预应力损失相比于混凝土结构收缩与徐变引起的所占比例较小,故混凝土结构的收缩与徐变是长期预应力损失的主要因素。本研究主要研究混

凝土结构收缩与徐变引起的长期预应力损失,但是在计算长期预应力损失过程中也会考虑应力松弛的作用。

在对安全壳混凝土结构进行收缩徐变效应分析时,确定徐变系数和收缩应变是关键问题,但是这些参数不可能都通过试验获得,在工程实践中往往直接选用已有的收缩徐变预测模型,或根据少量的试验数据,对已有的模型进行修正,以此来外推混凝土的长期时效特性。对于我国核电站,在建造阶段并未进行收缩与徐变的测试,即缺乏相应的试验参数,这也给服役阶段的预应力损失的预测带来了一定的困难。只能依靠于现有的混凝土收缩与徐变模型进行计算。

目前国外关于混凝土的收缩与徐变的基础研究如火如荼,对混凝土收缩和徐变的各种预测模型也不断的被提出和更新,常用的有美国混凝土学会(ACI)的 ACI209R (1992)模型,CEB-FIP 模式规范中的 CEB-FIP(1990)模型,美国混凝土学会(ACI)的 Gardner 等也提出了形式更为简单的 GL2000 模型。以下将基于以上三个模型计算混凝土收缩与徐变。

1.1 ACI 209R-92 模型

根据 ACI 209R-92 模型,结合安全壳的工程参数推算出极限干缩和极限徐变系数分别为: 4.873×10^{-5} 、1.158,则干缩与徐变系数计算式则分别为^[2]:

$$\varepsilon_s(t) = 4.873 \times 10^{-5} \frac{t}{35+t} \tag{1}$$

由于张拉前的混凝土收缩并不会造成预应力的损失,因此在计算预应力损失时需扣除此部分混凝土收缩,即:

$$\begin{aligned} \varepsilon_s(t) &= \left(\frac{t}{35+t} - \frac{t_0}{35+t_0} \right) \varepsilon_{s,u} \\ &= 4.843 \times 10^{-5} \left(\frac{t}{35+t} - \frac{730}{35+730} \right) \end{aligned} \tag{2}$$

$$\varphi(t, t_0) = 1.158 \frac{(t-t_0)^{0.6}}{10+(t-t_0)^{0.6}} \tag{3}$$

式中: t_0 ——初始加载龄期, d;
 t ——服役时间, d。

1.2 CEB-FIP(1990)模型

根据 CEB-FIP(1990)模型^[3],结合安全壳的工程参数推算出干缩和徐变系数如下,由于张拉前的混凝土收缩并不会造成预应力的损失,因此在计算预应力损失时需扣除此部分混凝土收缩,即:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_s) = 8.77 \times 10^{-5} \left[\sqrt{\frac{(t-t_s)}{0.035 \left(\frac{2A_c}{u} \right)^2 + (t-t_s)}} - 0.1577 \right] \tag{4}$$

$$\varphi(t, t_0) = 0.745 \left[\frac{t-t_0}{2 \cdot 247.5 + (t-t_0)} \right] \tag{5}$$

1.3 GL2000 模型

根据 GL2000 模型^[4],结合安全壳的工程参数推算出干缩和徐变系数为:

$$\varepsilon_{sh}(t) = 3.93 \times 10^{-4} \left[\frac{t-7}{t+29 \cdot 466} \right]^{0.5} \tag{6}$$

$$\begin{aligned} \varphi(t, t_0) &= 0.919 \left[2 \left(\frac{(t-730)^{0.3}}{(t-730)^{0.3} + 14} \right) + 0.098 \left(\frac{t-730}{t-723} \right)^{0.5} + \right. \\ &\quad \left. 0.762 \left(\frac{t-730}{t-730+29 \cdot 437} \right)^{0.5} \right] \end{aligned} \tag{7}$$

由于张拉前的混凝土收缩并不会造成预应力的损失,因此在计算预应力损失时需扣除此部分混凝土收缩,即:

$$\begin{aligned} \varepsilon_{sh}(t) &= 3.93 \times 10^{-4} \left\{ \left[\frac{t-7}{t+29 \cdot 466} \right]^{0.5} - \right. \\ &\quad \left. \left[\frac{730-7}{730+29 \cdot 466} \right]^{0.5} \right\} \end{aligned} \tag{8}$$

2 长期预应力计算模型

2.1 应力、应变关系的代数方程表达式

1967 年 H.Tröst 教授在他的论文中,从混凝土应力—应变的线性关系和叠加原理出发,引入了老化系数(松弛系数)的概念,并假定混凝土弹性模量为常数,推导出在不变荷载下,由徐变、收缩导致的应变增量与应力增量之间关系的代数方程表达式为:

$$\begin{aligned} \Delta \varepsilon(t, \tau) &= \frac{\sigma(\tau)}{E} \varphi(t, \tau) + \frac{\Delta \sigma(t, \tau)}{E} [1 + \chi(t, \tau) \\ &\quad \varphi(t, \tau)] + \varepsilon_s(t, \tau) \end{aligned} \tag{9}$$

$$\begin{aligned} \varepsilon(t) &= \frac{\sigma(\tau)}{E} [1 + \varphi(t, \tau)] + \frac{\Delta \sigma(t, \tau)}{E} [1 + \chi(t, \tau) \\ &\quad \varphi(t, \tau)] + \varepsilon_s(t, \tau) \end{aligned} \tag{10}$$

从上式又可推导出从应变变化求应力变化的计算式,即:

$$\begin{aligned} \Delta \sigma(t, \tau) &= - \frac{\varphi(t, \tau)}{1 + \chi(t, \tau) \varphi(t, \tau)} \left\{ \sigma(t) - \frac{E[\varepsilon(t) - \varepsilon(\tau)]}{\varphi(t, \tau)} + \right. \\ &\quad \left. \frac{E \varepsilon_s(t)}{\varphi(t, \tau)} \right\} \end{aligned} \tag{11}$$

$$\begin{aligned} \sigma(t) &= \sigma(\tau) \left(1 - \frac{\varphi(t, \tau)}{1 + \chi(t, \tau) \varphi(t, \tau)} \right) + \frac{E}{1 + \chi(t, \tau) \varphi(t, \tau)} \\ &\quad [\varepsilon(t) - \varepsilon(\tau) - \varepsilon_s(t, \tau)] \end{aligned} \tag{12}$$

其中:

$\chi(t, \tau)$ 为老化系数(当初 H.T.rost 称其松弛系数, 1972 年 Z.P.Bazant 改称老化系数,也称龄期调整系数)

$$\chi(t, \tau) = \sum_{\tau_i=\tau}^t \frac{\Delta \sigma(\tau_i) K_{\tau_i}}{\Delta \sigma(t, \tau) K_{\tau}}$$

式中: K_{τ_i} 、 K_{τ} ——加载龄期对徐变系数终值的影响系数。

1972 年 Z.P.Bazant 将:

$$E_{\varphi}(t, \tau) = \frac{E(\tau)}{1 + \chi(t, \tau) \varphi(t, \tau)} \tag{13}$$

定义为按龄期调整的混凝土有效模量。

老化系数可根据所采用的徐变系数表达式进行推算。如采用 Dischinger 法的表达式,则老化系数可以表示为:

$$\chi(t, \tau) = \frac{1}{1 - e^{-\varphi(t, \tau)}} - \frac{1}{\varphi(t, \tau)} \tag{14}$$

根据王勋文等人的研究综合国内外的研究成果,结合自己大量的试验研究表明:在理想状态下的龄期调整系数应是 0.5~1.0 之间,对混凝土结构进行长期徐变分析时, $\chi(t, \tau)$ 建议取值为 0.8。

式(10)还可以整理为:

ε(t)=α(t)σ₀+β(t)σ(t)+ε_{sh}(t) (15)

α(t)=1+φ(t,t₀)/E₀-1/E_φ(t,t₀) (16)

β(t)=1/E_φ(t,t₀) (17)

2.2 长期预应力计算模型

在纵向预应力作用下,混凝土安全壳可看做沿纵向由多个同类型杆件构成,基于预应力筋的应变与周围混凝土协调,预应力筋在锚固端的两端与该处的混凝土位移一致。根据泮忠元等人的分析,认为安全壳各段混凝土的材料性质完全相同,则总应变的计算式如下^[5]:

ε(t)=1/(E_pρ_pβ(t)/(1+E_sβ(t)ρ_s)+1) [ε_s(t)/(1+E_sβ(t)ρ_s)-K_r(t)σ_pρ_pβ(t)/(1+E_sβ(t)ρ_s)]-ρ_pσ_pαE₀/((1+E_sβ(t)ρ_s)(ρ_sE_s+E₀))-K_r(t)σ_pρ_pβ(t)/(E_pρ_pβ(t)/(1+E_sβ(t)ρ_s)+1) (18)

根据表1中的安全壳工程阶段参数计算预应力损失如下:

(1)初期预应力损失为:

σ₁₁+σ₁₂=70.6 MPa (19)

式中:σ₁₁——摩擦损失;

σ₁₂——锚固损失。

(2)则预应力筋剩余张拉应力:

σ_p=σ_{con}-σ₁₁-σ₁₂=1 413-70.6=1 342.4 MPa (20)

(3)残余应力:

σ(t)=K_r(t)σ_r+E_p(u(t)-u₀)/l (21)

式中:K_r(t)为应力松弛系数,其计算式如下:

K_r(t)=1-0.1(σ_p/f_{puk}-0.55)ωlog(24t) (22)

由于安全壳采用的是高强低松弛的钢绞线,1 000 小时后的松弛系数为 4.5%,主要是指张拉结束后高强低松弛钢绞线的松弛系数,故 1 000 小时后 K_r(t)取值为 1-4.5%=0.955。

考虑壳体均匀与否,其计算结果差异不大,所以假定认为各壳段混凝土的材料性质完全相同,则有

σ(t)=[K_r(t)(1+E_sβ(t)ρ_s)-ρ_pαE₀E_s/(E₀+ρ_sE_s)]σ_p+E_pε_s(t)/[1+β(t)(ρ_sE_s+ρ_pE_p)] (23)

其中:

β(t)=1/E_φ(t,t₀) (24)

α=1+φ(t,t₀)/E₀-1/E_φ(t,t₀) (25)

2.3 工程实例

2.3.1 某核电站安全壳工程阶段参数

安全壳是分层进行建设,从 FCD(筏基浇灌首罐混凝土)到穹顶浇筑完成大约 2 年左右时间,当安全壳预应力张拉完毕时,此时筒体混凝土结构中最先浇筑的截锥体部

分混凝土已浇筑完成约 2.5 年时间。此时间内,由于不同层混凝土浇筑龄期的不同,混凝土的收缩量也是不同的。以筒体混凝土为例,分为 24 层浇筑,不同层的浇筑龄期也不相同,为了计算方便,混凝土的龄期统一定为 2 年,即 730 d。详细的工程阶段参数如表 1 所示。

表 1 计算相关工程参数(南方某滨海核电站)

工程阶段参数	数值
预应力钢束张拉时安全壳混凝土龄期 t ₀	2 年(730 d)
环境的平均湿度 H(h)	80%(0.8)
构件平均厚度 d	900 mm
混凝土坍落度 S	80±20 mm
湿养天数 t _c	7d
细集料含量 F	28.30%
水泥含量 C	385 kg/m ³
空气含量 A	7.00%
钢束截面面积 A _s	36 mm×150 mm=5 400 mm ²
钢筋弹性模量 E _s	200 000 MPa
混凝土 28 d 弹性模量 E ₀	34 500 MPa
钢筋配筋率 ρ _s	0.62%
钢绞线弹性模量 E _p	195 000 MPa
竖向钢绞线尺寸	36×φ15.24 mm
竖向钢绞线强度 f _{puk}	1 770 MPa
水灰比 w	0.49
钢绞线配筋率 ρ _p	0.91%
钢束张拉控制应力 σ _{con}	1 413 MPa

该核电站 2 个机组的安全壳中 1 个安全壳竖向 144 根预应力钢束中选择 4 根预埋有预应力监测系统,以监测当前预应力值。

2.3.2 长期预应力计算

根据表 1 中的安全壳工程阶段相关参数,分别基于 ACI 209R—92、CEB—FIP(1990)、GL 2000 模型计算收缩与徐变系数,并基于以上长期预应力计算模型计算安全壳服役 60 年间的预应力值。结果如图 1 所示,基于以上三个收缩与徐变模型计算得到的长期预应力值随着服役时间的增加逐渐下降,在张拉结束的初期,预应力下降较快,尤其是张拉结束后的 3 000 h 内,服役超过 2 年后,预应力值下降速率较小,并逐渐趋于平稳。这是由于混凝土的应变主要由瞬时弹性变形、收缩与徐变主成,其中弹性变形在张拉结束的一瞬间已产生,随后基本保持不变。徐变在张拉结束后的初期增加较快,从而致使预应力在张拉结束后

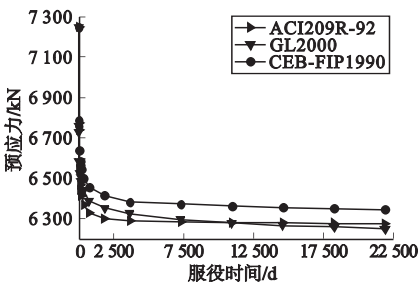


图 1 预应力随服役时间变化图(三个模型)

的初期下降较快。随着时间的增加,徐变量增加的速度逐渐下降,徐变也逐渐趋于一个终极值,而此时收缩也进入稳定状态,增加的速率也逐渐下降而趋近一个终值,故 2 年至 60 年间的预应力值逐渐下降,但是下降值并不大,且基于不同三个模型的预测的寿期内预应力损失能在设计允许的范围之内。

基于不同收缩与徐变模型的长期预应力计算值有一定的差别,如图 2 所示,其中基于 CEB - FIP(1990)模型得到长期预应力值最大,与实测值更为接近,而基于 GL2000 模型预测值最小,这主要是由于 CEB - FIP(1990)模型对于安全壳混凝土张拉初期的收缩与徐变预测相对合理,而 GL2000 模型对混凝土的长期收缩预测值较大所致,故其长期预应力预测值偏小。服役时间超过 2 年后,基于 CEB - FIP(1990)模型计算的预应力下降速率与预应力监测结果基本一致,故 CEB - FIP(1990)模型对于长期混凝土的收缩与徐变增量预测较好,基于此模型计算得到的长期预应力值也更为合理。

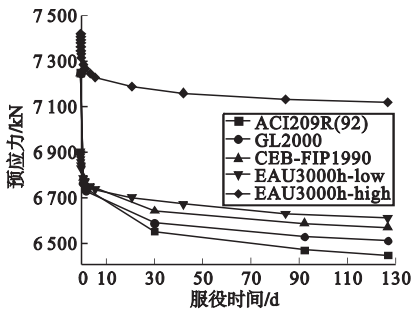


图 2 3 000 h 内预应力值监测值与预应力计算模型预测值对比分析

2.3.3 长期预应力计算值修正

3 000 h 内预应力值监测值(EAU3000h - high、EAU3000h - low)与模型预测值对比分析如图 2 所示,在 3 000 h 内,三个模型计算值于 EAU 预应力监测值反映了相同的下降趋势,但三个模型计算值相比于预应力监测值仍偏低,这主要是由于这三个模型对安全壳混凝土的初期收缩与徐变预测较大所致。张拉结束 24 h 时后,应力计监测的预应力下降值约为 132 kN;在张拉结束 3 000 h 时,预应力下降值约为 285 kN。而相对应的三个模型预测的预应力张拉结束 24 h 和 3 000 h 的预应力下降平均值分别为 474 kN 和 748 kN。24 h 和 3 000 h 计算值值分别高了约 332 kN、463 kN。由图 2 可知,至 3 000 h 时预应力下降幅度已比较小了,且模型预测的长期(超过 2 年)预应力损失值与预应力监测结果较为一致,则可认为长期预应力计算值偏小主要是由于 3 000 h 内预应力值下降相对较大所致,基于此假设,提出了用 3 000 h 监测的预应力值修正模型计算值的思路,方法如下:

$$\sigma'_m(t) = \sigma_m(t) + \sigma_{EAU}(3\,000\,h) - \sigma_m(3\,000\,h) \quad (26)$$

式中: $\sigma'_m(t)$ ——修正后的长期预应力值, $t > 3\,000\,h$;
 $\sigma_m(t)$ ——模型预测长期预应力值, $t > 3\,000\,h$;
 $\sigma_{EAU}(3\,000\,h)$ ——3 000 h 时预应力监测值;

$\sigma_m(3\,000\,h)$ ——3 000 h 时预应力计算模型预测值。

由于基于 CEB - FIP(1990)模型得到长期预应力值相比于其他两个模型更为合理,于是针对此模型进行了修正,模型修正后得到长期(张拉结束 125 d 后)预应力预测值如图 3 所示,修正后的长期预应力预测值(图中 CEB - FIP1990 - modify)与现有 4 根预应力钢束监测的平均值基本吻合(截止服役 10 年为止),从而证明此种修正方法是合理的,且能更准确的预测安全壳将来的预应力值。修正后安全壳的服役 40、60 年后预应力值分别为 6 742 kN 和 6 733 kN,完全满足设计的要求,从而证明核电站安全壳从 40 年运行到 60 年的可行性,为核电站的长寿期运行提供有力的技术支撑。

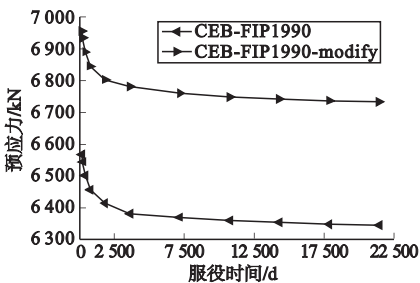


图 3 CEB - FIP(1990)修正后得到长期(张拉结束 125 d 后)预应力预测值

3 结论

(1)本研究通过理论分析,建立了安全壳长期预应力计算模型,并根据安全壳的实际工程参数计算安全壳服役 60 年间预应力值,结果表明:基于 ACI209R - 92、CEB - FIP(1990)、GL2000 收缩与徐变系数计算方法得到的安全壳长期预应力值服役 60 年仍满足设计要求,其中基于 CEB - FIP(1990)收缩与徐变系数计算方法得到的长期预应力值与实测值最为接近。

(2)利用 3 000 h 监测数据对安全壳长期预应力计算模型进行了修正,修正后的长期预应力预测值与现有 4 根预应力钢束监测的平均值基本吻合(截止服役 10 年为止),修正后的长期预应力预测模型能更准确的预测安全壳长期预应力值。

(3)目前国内秦山、大亚湾核电站服役已超过 20 年,目前正在展开长寿期运行相关的技术论证工作,本研究提出的修正后的长期预应力预测模型可为核电站安全壳长寿期运行提供有力的技术支撑。

参考文献:

[1] Nrc information notice 99 - 10, revision 1: Degradation of prestressing tendon systems in prestressed concrete containments [Z].
[2] ACI Committee 209. Prediction of creep, shrinkage and temperature effects in concrete structures [S]. Manual of concrete practice, Part 1. American Concrete Institute, 209R, 1992: 1 - 92.

[3] Comite euro – international du beton.Ceb – fip model code[S], 1990.

[4] GARDNER N J, LOCKMAN M J.Design provisions for drying shrinkage and creep of normal – strength concrete[J].ACI Materials Journal,2001,98(2):159 – 167.

[5] 泮忠元,王社良.大体积混凝土(核电站安全壳)预应力损失分析[J].水利与建筑工程学报,2009,7(1):3.

[6] 王勋文,潘家英.按龄期调整有效模量法中的老化系数 x 的取

•上接第 136 页

表 7 次轻混凝土磨耗量 kg/m²

试件编号	1	2	3	平均值
磨耗量	0.576	1.008	0.912	0.832

查阅现行的公路水泥混凝土路面设计规范及路面施工技术规范中,对混凝土路面的磨耗量没有明确的要求,因而,参照规范及文献[6 – 7]中用于路面水泥的耐磨性要求,磨耗量不大于 3.6 kg/m²。由表 7 可知,次轻混凝土的磨耗量远远小于该值,因而,将次轻混凝土应用于预制拼装快速养护技术中路面板的耐磨性可以满足路用要求。

3.3 次轻混凝土干缩性能

3.3.1 试验方法

试件尺寸为 100 mm × 100 mm × 400 mm 作为干缩性能试验。干缩室温度控制为(20 ± 2)℃,相对湿度为(60 ± 5)%。采用千分表测定次轻混凝土在不同龄期的干缩值,利用干缩率(干缩值/试件初始长度)评价次轻混凝土的干缩性能。试件经 3 d 龄期(从混凝土拌和加水开始计算)后从标准养护室取出,移入到干缩室测定初始的长度,并分别记录 3、7、14、28、60 d 的千分表读数。

3.3.2 结果分析

经计算整理得出随着龄期的增长,次轻混凝土干缩量的变化如表 8 所示。计算得出各个龄期范围内次轻混凝土的干缩率。干缩率随龄期变化如图 6 所示。

表 8 各龄期的干缩量

龄期	干缩量/(10 ⁻⁶ m)			平均值
	1(3)	2(4)	3(5)	
0~3 d	18	11	29	19
3~7 d	16	17	15	16
7~14 d	42	41	49	44
14~28 d	34	36	40	37
28~60 d	49	45	47	47
总干缩量	159	150	180	163

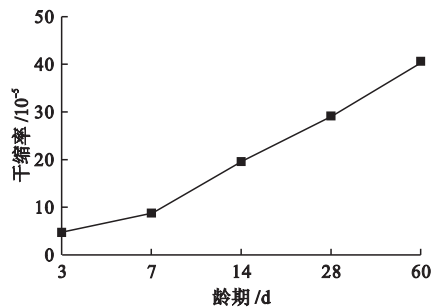


图 6 干缩率随龄期的变化

值问题[J].中国铁道科学,1996,17(3):9.

第一作者: 廖开星(1984 –),男,硕士研究生,主要从事核电老化与寿命管理、核电站混凝土耐久性方面的工作。

联系地址: 苏州市姑苏区西环路 1788 号 苏州热工研究院有限公司(215004)

联系电话: 18806218091

根据文献[8]中研究结果,随着陶粒取代率的增大,混凝土的收缩值先降低后增大。在陶粒取代率为 30% 时,180 d 的干缩值最小。由图 6 可知,次轻混凝土的干缩值远小于普通混凝土的干缩值 393 × 10⁻⁶ m。因而,进一步验证了采用陶粒取代率为 30% 应用于预制拼装路面板的可行性。

4 结论

(1)通过试验对比分析不同陶粒取代率的次轻混凝土,确定取代率为 30% 的次轻混凝土工作性、承载能力均能满足路用要求,并且折压比与普通混凝土相近,经济性好。

(2)陶粒取代率为 30% 的次轻混凝土路面板比普通混凝土路面板降低自重约为 200 kg/m³。耐磨量仅为 0.8 kg/m²,龄期 60 d 时的干缩率约为 40.8 × 10⁻⁵,与普通混凝土的干缩量相近,能够满足预制板的路用要求。

(3)首次提出应用次轻混凝土运用于预制拼装快速修复技术中,以达到降低路面板自重的目的,通过试验验证了其可行性。

参考文献:

[1] 傅智.水泥混凝土路面养护新技术研究[J].公路交通科技, 2006(1):21 – 24.

[2] 刘卫东.水泥混凝土路面预制拼装快速修复技术研究[D].天津:河北工业大学,2011.

[3] JGJ 51—2002,轻骨料混凝土技术规程[S].

[4] 黄利频,罗素蓉.高等级公路混凝土实现高折压比的配合比设计[J].武汉理工大学学报,2008(12):37 – 41.

[5] JTG E30—2005,公路工程水泥及水泥混凝土试验规程[S].

[6] JTG F30—2003,公路水泥混凝土路面施工技术规范[S].

[7] 王瑞燕,白山云,凌天清,等.次轻混凝土在隧道路面结构中的应用研究[J].混凝土,2009(12):101 – 103.

[8] 林元贵.高强次轻混凝土的配制及性能研究[J].福建建材, 2010(4):37 – 38,51.

第一作者: 范瑛宏(1988 –),女,硕士研究生,研究方向:路基路面工程。

联系地址: 天津市北辰区河北工业大学北辰校区(300401)

联系电话: 15522661909