

节段梁预制拼装期间收缩徐变及预应力损失分析

钟永新^{1,2}, 朱其敏^{1,2}

(1. 中交第二航务工程局有限公司, 湖北 武汉 430040; 2. 长大桥梁建设施工技术交通行业重点实验室)

摘要:体外预应力混凝土节段梁以其独特的结构体系和可预制装配的施工特点,在跨江跨海、城市等建设环境中较大的优势。但在节段梁预制拼装期间由于存在收缩、徐变及施工偏差等因素,容易引起节段梁施工控制的精度问题,现行规范有关混凝土收缩、徐变及预应力损失多以试验室模型试验结果为依据确定。该文结合五峰山长江大桥引桥节段梁预制拼装案例,建立全桥有限元模型和节段梁模型,分析节段梁在存梁期收缩、徐变的不同模拟方式并进行对比,给出实际条件下存梁对节段梁应变的影响,分析节段梁拼装期间预应力等参数的影响模式,最终提出混凝土节段梁过程控制模拟建议。

关键词:收缩; 徐变; 预应力损失; 节段梁; 预制拼装; 存梁分析

体外预应力混凝土节段梁以其独特的结构体系和可预制装配的施工特点,在跨江跨海、城市等建设环境中较大的优势。在预制方面,节段梁的短线匹配预制技术经济、高效,可以进行集中式生产和养护存放。

节段梁预制拼装施工过程模拟分析时,通常将结构等效成收缩、徐变3个月的整体梁模型进行分析计算。而实际施工中由于环境条件、操作偏差等因素影响,较为普遍地存在几个细节问题:①混凝土节段在存梁期间实际养护条件下的收缩预估;②节段梁从存梁台座到现场拼装就位、体系转换,梁单元截面的应力随工况呈现的状态不同,对与应力有关的徐变值,只进行一次成型的整体模型模拟计算并不准确;③施工和运营期间节段梁预应力损失因素分析及不同部位预应力损失对结构的影响;④节段梁预应力损失与收缩、徐变的相互影响模式复杂等。

基于此,该文结合五峰山长江大桥引桥节段梁预制拼装案例,建立全桥有限元模型和节段梁模型,分析节段梁在存梁工况、成桥工况收缩、徐变及预应力等参

数的影响模式,提出混凝土节段梁过程控制模拟分析建议。

1 工程背景

五峰山过江通道公路接线工程箱梁采用单箱双室斜腹板箱梁形式,标准跨径分30、50 m跨径两种。30 m逐跨拼装箱梁梁高2 m,箱梁顶板横向宽19.75 m,底板横向宽11.1 m,悬臂长3.8 m,箱梁顶板厚0.28 m,底板厚0.24 m,跨中腹板厚0.4 m,墩顶处腹板厚0.6 m;50 m逐跨拼装箱梁梁高3 m,箱梁顶板横向宽19.75 m,底板横向宽10.5 m,悬臂长3.8 m,箱梁顶板厚0.28 m,底板厚0.25 m,跨中腹板厚0.4 m,墩顶处边腹板厚0.65 m,中腹板厚0.6 m,立面与横断面如图1、2所示。

主梁节段采用C50混凝土,体外预应力张拉控制应力为 $0.65f_{pk}$,节段预制采用短线匹配法,拼装时通过架桥机逐孔整跨施工。

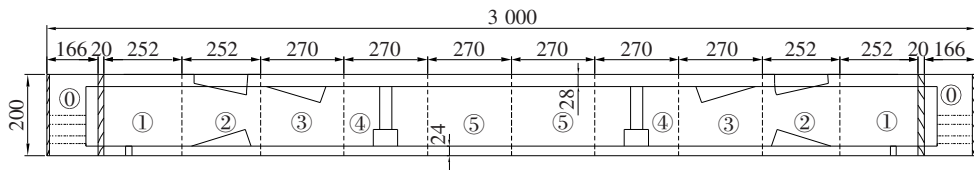


图1 30 m跨立面(单位:cm)

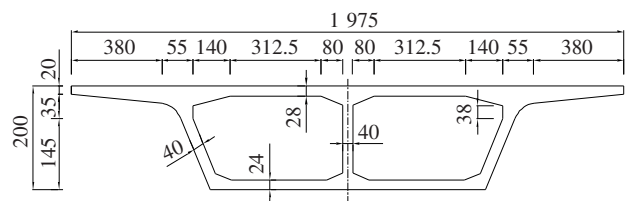


图2 标准节段横断面(单位:cm)

2 研究技术路线

以30 m跨节段梁为依托,建立全桥有限元模型,选取跨中节段存梁工况建立局部有限元模型,进行规范和基于湿度扩散理论的存梁收缩应力值对比;同时,分析存梁时的徐变和调离存梁区的徐变恢复。在拼装阶段,利用全桥整体模型分析预应力损失的因素,并对顶板预应力束、底板预应力束、体外预应力束等不同部位的损失进行参数分析,利用局部有限元模型分析预应力损失对主梁节段收缩、徐变的影响。研究技术路线如图3所示。

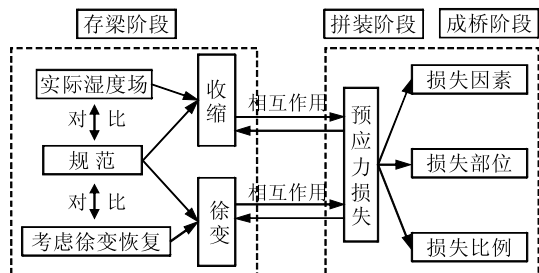


图3 研究技术路线

3 存梁期收缩及徐变

3.1 收缩、徐变计算模型

3.1.1 收缩模型

目前,存在几种典型的收缩预测模型:欧洲 CEB—FIP(1990)模型,其适用范围为外界环境温度 5~30℃、相对湿度 40%~50%;美国 ACI 模型,考虑多项修正系数;英国 BS 5400 模型等。中国最新规范(JTG 3362—2018)参照 CEB—FIP(1990)模型,将自收缩和干燥收缩统一成单函数形式,具有良好的预测结果。

$$\epsilon_{cs}(t, t_s) = \epsilon_{cs0} \cdot \beta_s(t - t_s) \quad (1)$$

$$\epsilon_{cs0} = \epsilon_s(f_{cm}) \cdot \beta_{RH} \quad (2)$$

$$\epsilon_s(f_{cm}) = [160 + 10\beta_{sc}(9 - f_{cm}/f_{cm0})] \times 10^{-6} \quad (3)$$

$$\beta_{RH} = 1.55 [1 - (RH/RH_0)^3] \quad (4)$$

$$\beta_s(t - t_s) = \left[\frac{(t - t_s)/t_1}{350(h/h_0)^2 + (t - t_s)/t_1} \right]^{0.5} \quad (5)$$

式中: t 为计算考虑时刻的混凝土龄期(d); t_s 为收缩开始时的混凝土龄期(d),可假定为 3~7 d; $\epsilon_{cs}(t, t_s)$ 为收缩开始时的龄期为 t_s , 计算考虑的龄期为 t 时的收缩应变; ϵ_{cs0} 为名义收缩系数; β_s 为收缩随时间发展的系数; f_{cm} 为强度等级 C25~C50 混凝土在 28 d 龄期时的平均圆柱体抗压强度(MPa), $f_{cm} = 0.8f_{cu,k} + 8$ MPa; $f_{cu,k}$ 为龄期为 28 d, 具有 95% 保证率的混凝土立方体抗压强度标准值(MPa); β_{RH} 为与年平均相对湿度相关的系数, 上述公式适用于 $40\% \leq RH \leq 99\%$; RH 为环境年平均相对湿度(%); β_{sc} 为依水泥种类而定的系数, 对一般的硅酸盐类水泥或快硬水泥, $\beta_{sc} = 5.0$; h 为构件理论厚度(mm), $h = 2A/u$, A 为构件截面面积, u 为构件与大气接触的周边长度; $RH_0 = 100\%$; $h_0 = 100$ mm; $t_1 = 1$ d; $f_{cm0} = 10$ MPa。

规范对公式中名义收缩系数和收缩发展系数提供了更精确的计算,即考虑实际平均温度偏差进行平均温度的修正,此时修正系数仍为定值;同理,收缩发展系数修正后跟环境变量无关联。收缩理论模型为与时间变量有关的函数。

另一种为基于实测值的湿度场模型,它能够考虑环境因素,根据实际收缩值拟合进行收缩预测。

该理论认为,混凝土在干燥时处于一种非稳态平衡状态,内部水分扩散服从 Fick 第一定律和质量守恒定律,通过推导得到 Fick 第二定律:

$$\frac{\partial H}{\partial t} = D \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial H}{\partial x} \right) + D \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial H}{\partial y} \right) + D \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial H}{\partial z} \right) \quad (6)$$

湿度场边值条件如下:

(1) 初始条件为混凝土开始干燥时的湿度分布:

$$H(x, y, z, t_0) = H_0(x, y, z) \quad (x, y, z) \in \Omega \quad (7)$$

一般情况下,混凝土浇筑完成后和湿养后处于饱和状态,初始条件为 $H_0(x, y, z) = 100\%$ 。

(2) 根据外界环境,已知混凝土表面的湿交换方程为:

$$-D(H) \frac{\partial H}{\partial n} \bigg|_{S_3} = f(H_s - H_e) \quad (x, y, z) \in S_3 \quad (8)$$

式中: H 为相对湿度; f 为表面因子; $D(H)$ 为湿度扩散系数; H_s 、 H_e 为表现湿度、外界环境湿度。而 $D(H)$ 是随环境湿度变化的函数, f 为混凝土表面与外界环境进行湿对流交换的能力,一般情况下可取

常数。

$$D(H) = D_1 \left[\alpha_0 + \frac{1 - \alpha_0}{1 + \left(\frac{1-H}{H_c} \right)^n} \right] \quad (9)$$

由此,混凝土湿度场变化产生的收缩应变与相对湿度的变化线性关系可由下式解出:

$$\Delta \varepsilon_{sh}(t, t_0) = k_{sh} \Delta h(t, t_0) \quad (10)$$

式中: $\Delta \varepsilon_{sh}(t, t_0)$ 为 $t \sim t_0$ 时间段孔隙湿度增量; k_{sh} 为混凝土收缩系数; $\Delta h(t, t_0)$ 为 $t \sim t_0$ 时间段孔隙湿度增量。

3.1.2 徐变模型

各规范模型中,徐变应变通过徐变系数、弹性模量、初始应力求得,其代数形式如式(11),式中第一项为混凝土弹性应变,第二项为初始应力产生的徐变应变。

$$\varepsilon_{cc}(t, \tau) = \frac{\sigma_c(\tau)}{E_c} + \frac{\sigma_c(\tau)}{E_c} \varphi(t, \tau) \quad (11)$$

对徐变系数 $\varphi(t, \tau)$, 有不同的预测模型, ACI-209 模型表示为极限徐变值与徐变随时间发展的系数乘积; BS 5400 模型将徐变分为基本徐变和干燥徐变两部分; 中国规范参考 CEB-FIP(1990) 模型, 表示为名义徐变和加载后徐变发展系数的乘积, 在此不作赘述。

若考虑徐变恢复, 则上述徐变应变公式应该增加一项应力增量产生的徐变应变, 可以表示为:

$$\varepsilon_{cc}(t, \tau) = \frac{\sigma_c(t, \tau) - \sigma_c(\tau)}{E_c} [1 + \rho(t, \tau) \varphi(t, \tau)] \quad (12)$$

式中: $\sigma_c(t, \tau)$ 为当前应力增量; $\rho(t, \tau)$ 为老化系数。

此时, 徐变应变表达为与应力增量和时间相关的双功能函数形式。

3.2 收缩、徐变模拟

基于上述分析, 利用 Abaqus 建立存梁期间的对比模型。模型 1 参照中国规范提供的理论模型, 收缩与应力无关, 无需进行增量步下的迭代分析, 可利用收缩应变—时间函数关系, 通过 $\varepsilon = \alpha \Delta T$ 换算成对应时间内温度荷载。

徐变模拟通过采用 Matlab 对规范中龄期为 7、14、28、35、42、49、56、63、70、77、84、90、97、104、110 d 混凝土的徐变系数进行拟合, 在龄期内共进行 15 次循环计算, 并考虑应力增量产生的徐变增量, 最终计算对应步数的收缩、徐变之和 $\Delta \varepsilon(t, \tau) = \Delta \varepsilon_{cs}(t, \tau) + \Delta \varepsilon_{cc}(t, \tau)$ 。

该文采用 Fortran 语言编写 Abaqus 子程序 UMAT 计算混凝土的徐变, 使用子程序 GETVRM 调用步数的热应变 (THE-ABAQUS 中的热应变分量)、弹性模型 (EE)、状态变量 (SDV) 并存储, 利用子程序 UEXTERNALDB 调用外部数据定量参数, 通过子程序逐步计算出时间 t 内的总应变, 通过状态变量将数据调回 Abaqus 中进行计算, 得到最终结果。计算流程见图 4。

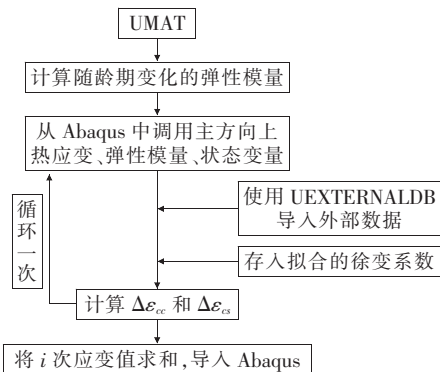


图 4 徐变计算程序流程

模型 2 的收缩拟合实际环境参数, 建立湿度场, 湿度场计算参数试算流程如图 5 所示。

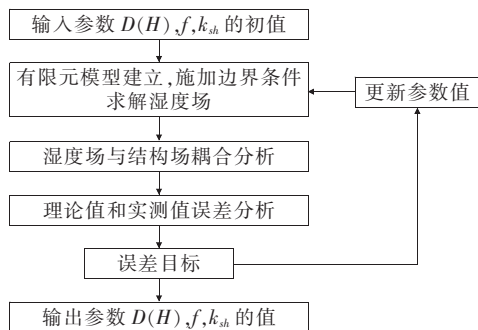


图 5 湿度场参数计算进行收缩模拟

徐变仍参照规范的计算模型, 但与模型 1 不同的是, 在预制厂存放时, 为节省场地, 多为双层存放, 而调离上层节段梁的时间为下层存梁的 3 个月内, 此时下层节段梁的应力状态发生改变。模型 2 在考虑模型的基础上, 分别在底层节段梁龄期 14、28、42 d 施加等效上层节段荷载, 90 d 撤除荷载 (图 6)。

3.3 存梁期收缩、徐变分析

3.3.1 收缩模型对比

图 7 为湿度扩散理论拟合实际养护存放环境下的节段梁 14、90 d 主应力分布情况, 选取截面为跨中部位, 截取 1/4 对称面进行展示。

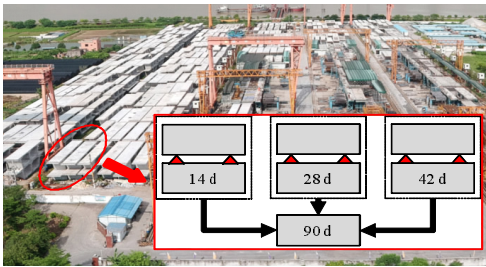


图6 预制场节段梁存放及模型模拟方式

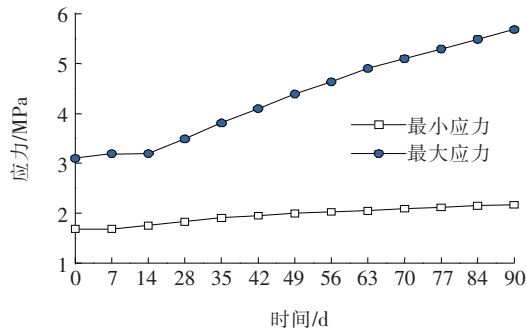
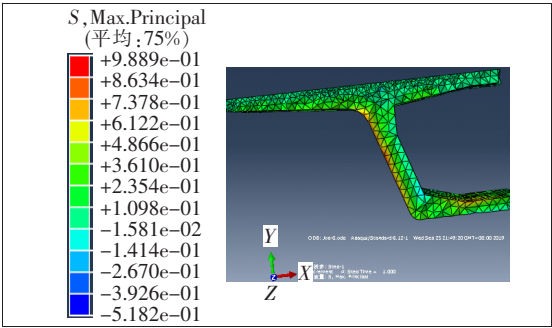


图8 湿度场模型节段梁应力变化



(a) 14 d

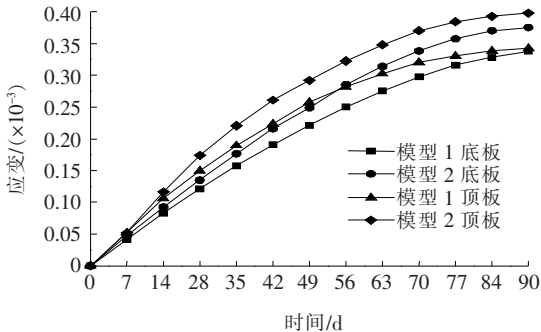
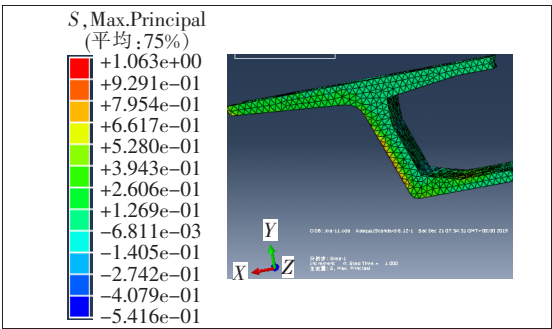


图9 收缩模型顶底板应变对比



(b) 90 d

图7 跨中截面主应力云图(单位:MPa)

由图7可以看出:由于直接与空气接触的表面湿度散失较快,内部湿度到表面的距离较长,应力变化较慢;14 d与90 d主应力呈不同分布形式,90 d龄期截面内部主应力分布较为均匀,14 d箱室内部和截面内部与外部区域主应力分布不同。由此,基于湿度扩散的收缩模型能够表现节段收缩的特性。提取节段最大应力,分析随龄期发展的曲线如图8所示。

由图8可得:在养护初期,节段应力基本保持不变,混凝土强度未形成,在存放期节段最大应力增长较快,该阶段湿度散失较快,说明在该阶段内存在较大的收缩。

与基于规范的收缩模型1进行对比,如图9所示。由图9可以看出:顶底板展现出不一致的收缩趋势,这与顶底板的构件尺寸有关,在收缩后期,两者的

应变值趋于一致;基于规范的模型1对于收缩的预测较为保守,而考虑存放温度、湿度等的实际收缩进行拟合的湿度扩散,预测后期收缩值较大,但两者对后期拼装线形造成的影响偏差不大。

3.3.2 徐变对比

存梁期的徐变应变发展曲线如图10所示。

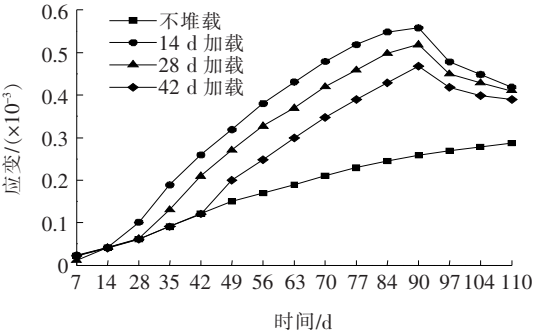


图10 存梁期徐变应变发展曲线

由图10可知:在存梁期,双层堆放的节段梁改变了应力状态,致使徐变应变发展呈现了不同的增长速度;与单个堆放的节段梁相比,双层堆放的节段梁早期徐变发展较快,90 d调离存放区后,底层节段梁的徐变应变得到恢复,占徐变恢复总量的10%~30%,即产生了部分不可逆的徐变应变;后期随着徐变的进行,发生加载卸载的节段梁与单层存放的节段梁之间应变

差值逐渐降低。

4 预应力损失

4.1 拼装阶段预应力损失

拼装阶段中预应力损失的因素主要有预应力摩阻损失和预应力张拉不足等。

4.1.1 预应力摩阻损失

对五峰山节段梁的预应力摩阻损失进行测试试验,主要包含预应力锚圈口摩阻损失与孔道预应力损失两项。

孔道摩阻损失应力:预应力孔道两端均不安装工作锚、工作锚夹片,采用主动、被动 2 个千斤顶方式,分级张拉(50%,100%)直至张拉控制应力;预应力孔道主动端安装工作锚、工作锚夹片,被动端不安装,分级张拉(50%,100%)直至张拉控制应力,得出孔道摩阻损失与锚圈口摩阻损失应力之和;锚圈口摩阻损失应力:用孔道摩阻损失与锚圈口摩阻损失应力之和扣除孔道摩阻损失应力后即为锚圈口摩阻损失应力。

试验设备采用智能同步张拉系统,同时配套锚具,其目的在于使钢绞线在同一轴线上,尽可能减少钢绞线与锚具摩擦,影响数据准确性。

进行孔道摩阻损失测定时,吊装主动端千斤顶,不安装工作锚、工作锚夹片,千斤顶与梁体之间垫钢垫板。

吊装被动端千斤顶,不安装工作锚、工作锚夹片,千斤顶与梁体之间垫钢垫板,油缸预先伸出 10~18 cm。

该文选择某中跨 T_{1m} 钢束进行孔道摩阻及锚圈口摩阻测试试验,主动端 2# 千斤顶分级张拉(50%,100%)至控制张拉力,被动端 1# 千斤顶读数,反复 3 次。调换主被动端,重复以上步骤 3 次。

当进行孔道摩阻损失及锚圈口摩阻损失试验测定时,主动端安装工作锚、工作锚夹片,被动端不安装,其余步骤均和孔道摩阻损失测定相同。主动端(1# 千斤顶)分级张拉(50%,100%)至控制张拉力,被动端(2# 千斤顶)读数,反复 3 次。

在计算 μ 、 k 时,进行如下试验:主动端被动端均安装上工作锚、工作锚夹片,其余步骤均和之前孔道摩阻损失测定相同;主动端(1# 千斤顶)分级张拉(50%,100%)至控制张拉力,被动端(2# 千斤顶)读数,反复 3 次。按式(13)最小二乘原理计算孔道摩阻系数(μ)及孔道偏差系数(k),其结果如表 1 所示。

$$\begin{cases} \mu \sum \theta_i^2 + k \sum \theta_i l_i = \sum C_i \theta_i \\ \mu \sum \theta_i l_i + k \sum l_i^2 = \sum C_i l_i \end{cases} \quad (13)$$

表 1 预应力摩阻系数

项目	孔道摩阻系数 μ	孔道偏差系数 k
实测值	0.170 114	0.001 501 3
设计值	0.170 000	0.001 500 0

由表 1 可知:实测值与设计值吻合度较好。孔道摩阻系数 μ 取值 0.17,孔道偏差系数 k 取值 0.001 5。

4.1.2 预应力张拉不足

根据规范,预应力张拉应满足设计的要求,即 $0.75f_{tp}$,由于预应力张拉不足,将直接影响施工过程中结构的受力状态。预应力张拉不足工况统计见表 2。

表 2 预应力张拉不足工况统计

预应力张拉工况/%	损失率/%	有效应力/MPa
90	10	1 256
80	20	1 116
70	30	977
60	40	837

4.2 运营阶段预应力损失

4.2.1 预应力钢筋松弛引起的预应力损失

预应力钢筋应力松弛引起的预应力损失比例为 3.5%,根据 JTG 3362—2018《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》可知,约 90%的应力松弛损失发生在 30 d 以内,40 d 以后预应力损失稳定不再增加(表 3)。

表 3 预应力松弛系数

时间/d	松弛损失系数	时间/d	松弛损失系数
2	0.50	30	0.87
10	0.61	40	1.00
20	0.74		

4.2.2 混凝土收缩、徐变引起的预应力损失

根据已有后张拉试验结果,混凝土收缩、徐变引起预应力损失的比例占 11%,其中混凝土徐变约占 5%,收缩约占 6%。考虑时间影响的混凝土收缩、徐变引起的预应力损失值,由最终损失值乘以相应的损失系数,可得对应的时间损失值,其如表 4 所示。由表 4 可知:收缩、徐变 10 年的预应力损失基本完成,即损失系数界定为 1。

表 4 混凝土收缩、徐变的预应力损失系数

时间/d	损失系数	时间/d	损失系数
10	0.33	90	0.60
20	0.37	180	0.75
30	0.40	365	0.85
40	0.43	3 650	≈1
60	0.50		

对于预制节段梁,在张拉预应力时龄期已达到 90 d,此时混凝土收缩、徐变完成终值的 60%,则后期该部分引起的预应力影响约占 7%,且比例系数按照混凝土收缩、徐变 90 d 起换算比例。如表 5 所示。

表 5 预制节段梁收缩、徐变的预应力损失系数

时间/d	损失系数	时间/d	损失系数
90	0	365	0.625
180	0.375	3 650	≈1

4.3 预应力损失对节段梁长期变形的影响

4.3.1 预应力损失部位及比例

由上述分析可得,预应力损失影响因素众多,施工方面的偏差及预应力松弛和长期收缩、徐变等不可准确计算,此外预应力钢筋布置众多,各部位钢束损失及比例均不一致。

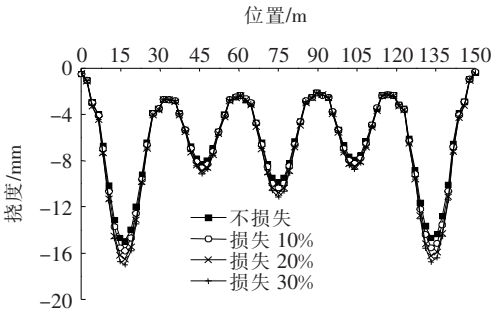
为此,该文取成桥 20 年为研究对象,考虑的损失比例为:0、10%、20%、30%,损失部位预应力钢筋分别取顶板束、底板束、体外束及所有束进行对比分析。

4.3.2 损失对比分析

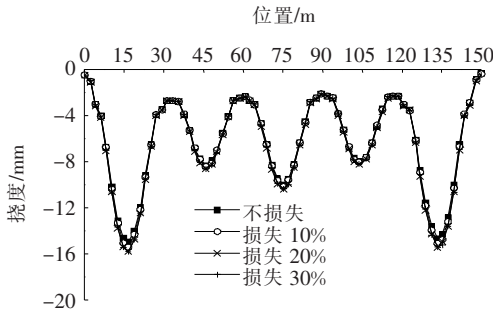
各部位预应力损失及比例对成桥挠度的影响如图 11 所示。图中横坐标代表里程,与 1 联内 5×30 m 跨径连续梁相对应。

损失比例造成的成桥挠度下降比例如表 6 所示。

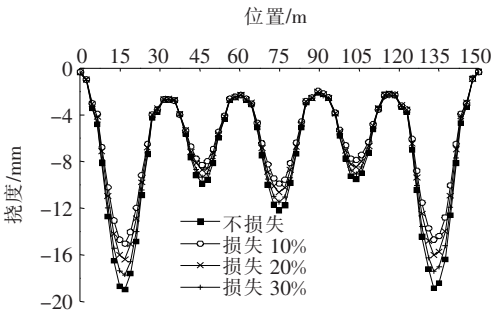
由图 11 可知:挠度值考虑了施工阶段中各支点临时固结转连续的体系转换工艺,因此支点处节段梁下



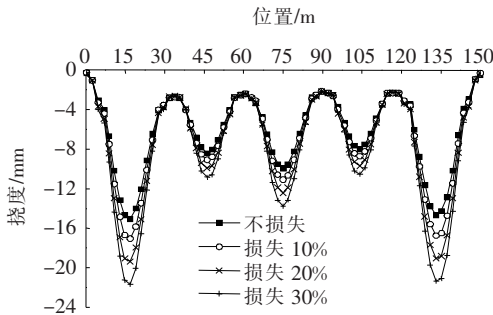
(a) 顶板束不同损失比例下桥梁挠度对比



(b) 底板束不同损失比例下桥梁挠度对比



(c) 体外束不同损失比例下桥梁挠度对比



(d) 所有束不同损失比例下桥梁挠度对比

图 11 不同部位、不同预应力损失比例下桥梁挠度对比

表 6 预应力损失对挠度的影响对比

位置	不同预应力损失比例(%)边跨 挠度下降比例/%			不同预应力损失比例(%)中跨 挠度下降比例/%		
	10	20	30	10	20	30
顶板束	-8.1	-12.6	-19.7	-6.2	-10.3	-17.6
底板束	-5.4	-8.6	-14.1	-3.2	-6.5	-11.5
体外束	-11.2	-15.5	-19.4	-9.7	-13.8	-17.3
全部束	-21.3	-32.4	-46.9	-16.4	-25.1	-34.5

挠值在施工过程产生。

顶板束、底板束、体外束预应力损失造成的挠度值下降比例之和小于全部束损失造成的下降比例,这是由于不同部位的预应力束之间,纵向存在相当一部分的交叉布置区域,交叉区域的预应力束对结构的影响相互耦合。

此外,预应力损失对节段梁挠度的影响非常大,损失越多节段梁下挠得越快。其中,体外预应力的损失占较大的影响比例,顶板预应力束次之,底板束最小;预应力的损失对边跨挠度的影响较中跨大。

4.4 预应力损失对收缩、徐变的影响

预应力的损失使节段梁的应力状态发生改变,进而反过来影响节段梁的徐变、收缩。

在考虑收缩、徐变的前提下,计算无预应力损失和预应力损失比例为 10%、20%、30% 的情况下,节段梁在不同龄期时的最大应力与最小应力。

仍以中跨跨中截面为局部分析对象,在整体模型中,依次提取在不同大小的预应力作用下该节段梁单元的初始受力状态作为局部分析模型中龄期为 90 d 时该节段的荷载条件,而对对称轴所在截面进行固结模拟。如图 12 所示,给出预应力损失不同比例下最小应力变化。

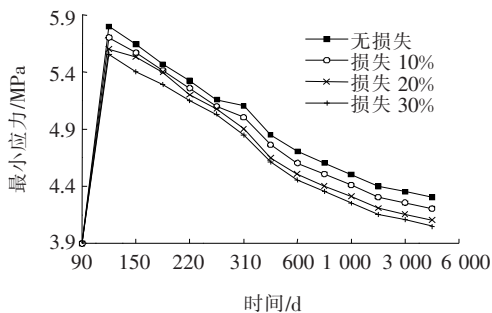


图 12 预应力损失不同比例下最小应力变化

由图 12 可以看出:预应力在龄期 90 d 施加时,能够减少收缩、徐变所造成的内力损失,对混凝土起到约束作用,不同预应力对收缩、徐变产生的作用效果不同。预应力的大小与最小应力成反比,即预应力损失越大,该处节段最小应力越大,反之,当预应力损失很小时,节段混凝土的最小应力越小。

5 结论

(1) 存梁期间顶底板呈现出不一致的收缩趋势,

在收缩后期,两者的应变值趋于一致;基于规范的模型对于收缩的预测偏保守,但对后期拼装的线形造成的影响偏差不大。

(2) 在存梁期,多层堆放的节段梁改变了应力状态,致使徐变应变发展呈现了不同的增长速度;多层堆放的节段梁在调离存放区后,底层节段梁的徐变应变可得到相应的恢复。

(3) 拼装和运营阶段中预应力损失的因素主要有预应力摩阻损失和预应力张拉不足、预应力松弛及混凝土收缩、徐变等。

(4) 体外预应力的损失对节段梁挠度的影响占较大比例,顶板预应力束次之,底板束最小。预应力的损失对边跨挠度的影响较中跨大。预应力施加能够减少收缩、徐变所造成的内力损失,对混凝土起到约束作用。

参考文献:

- [1] 汪剑,方志.大跨预应力混凝土箱梁桥收缩徐变效应测试与分析[J].土木工程学报,2008(1).
- [2] 陈明宪,彭建新,颜东煌,等.按龄期调整的有效弹性模量法分析混凝土收缩徐变[J].长沙交通学院学报,2004(3).
- [3] JTG 3362—2018 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].
- [4] 曹鸿飞.滨海环境混凝土结构早期受限收缩裂缝及其结构耐久性[D].长安大学硕士学位论文,2018.
- [5] 常喜梅,夏至.初应变法结合增量理论分析混凝土结构的徐变变形及徐变次内力[C].华东公路交通科技情报网年会暨学术研讨会,2005.
- [6] 方辉.高层混合结构考虑施工过程和混凝土徐变收缩影响的分析[D].湖南大学博士学位论文,2006.
- [7] 刘胜锋.大跨度连续刚构桥徐变下挠分析[D].重庆交通大学硕士学位论文,2010.
- [8] 李鑫,李雄彦,李金光,等.预应力对混凝土收缩徐变影响的有限元分析[J].工业建筑,2015(增刊).
- [9] 凌云.预应力钢束各种预应力损失值的计算[J].中国核科技报告,2009(1).
- [10] 邹立群.混凝土收缩徐变引起大跨度连续刚构桥长期下挠分析[D].北京交通大学硕士学位论文,2010.
- [11] 龚良勇,王俊召.预应力钢筋回缩引起的预应力损失简化计算研究[J].中外公路,2019(4).