

常温养护型超高性能混凝土组合桥面板收缩性能研究

赵辛玮¹, 肖汝诚¹, 孙斌¹, 王俊颜², 马磊³, 陈钊⁴(1. 同济大学 土木工程学院, 上海市 200092; 2. 同济大学 先进土木工程材料教育部重点实验室;
3. 上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司; 4. 中电建路桥集团有限公司)

摘要:针对常温养护型超高性能混凝土(NC-UHPC)新材料,设计钢-NC-UHPC组合桥面板节段试验模型,通过足尺收缩试验和有限元数值模拟,研究NC-UHPC材料收缩对钢桥面板受力变形的影响。结果表明:钢桥面板各部件的变形在NC-UHPC龄期达28 d左右时,变形虽继续发展但已基本趋于稳定,NC-UHPC收缩对桥面板的边侧剪力钉受力较为不利,边侧剪力钉竖向应变分布为一侧受拉一侧受压,处于明显受剪状态;钢筋网和顶板则以整体受压为主。铺装层的收缩主要对层内的剪力钉和钢筋网的受力变形产生较大的影响,而对钢顶板和纵肋的影响有限。数值模拟结果的应变分布趋势和数值大小与试验测点数据有较好的一致性,考虑到试验需耗费大量时间与经费,采用有限元数值模拟作为NC-UHPC组合桥面板收缩试验的辅助研究手段是合理可行的。

关键词:超高性能混凝土;组合桥面;收缩试验;常温养护;数值模拟

1 引言

超高性能混凝土(Ultra-High Performance Concrete,下文简称UHPC)是具有革命性的新一代水泥基建筑工程材料。所谓“超高”主要体现在两个方面:一是超高的力学性能,即较常规混凝土具备更高的抗拉、压强度、弹性模量和类金属应变强化特性,以及低徐变及良好的抗疲劳与冲击性能;二是由于基体的高致密性,UHPC还具有超高的耐久性能。

UHPC材料由于掺入超高活性矿物掺料,增加胶凝材料用量并添加高性能减水剂,其水胶比得到大幅降低。这些技术措施导致UHPC内部结构与凝结硬化较常规混凝土有较大的差异,体现在UHPC中由于剔除了粗集料,仅保留细集料,导致集料对基体收缩的限制作用明显降低,因而UHPC的早期收缩较常规混凝土有着显著增加,且发展较快。

UHPC收缩主要由塑性收缩和干燥收缩两部分组成。塑性收缩又称为自收缩,是由于胶凝材料水化反应引起体积的缩小,因为自身极低的水胶比(小于0.2)和高胶凝材料用量,导致塑性收缩占总收缩量的

绝大比例,在UHPC浇筑时即产生且早期收缩量大,自然养护条件下,其量值为200~550 $\mu\epsilon$;此外,在干燥的环境下UHPC表面失水引起的收缩称为干燥收缩,其量值较塑性收缩小很多,为80~170 $\mu\epsilon$ 。

目前中国UHPC材料主要应用于组合桥面板的薄层铺装。研究表明:采用钢-UHPC组合桥面构造,可以有效解决钢桥面板的疲劳开裂问题。但是,为使UHPC达到更高强度并限制其早期收缩,UHPC铺装普遍采用高温蒸气养护措施,且中国地方标准亦推荐采用热养护措施,这增加了生产成本和施工难度;此外高温蒸养下UHPC和钢桥面板以及连接件(如剪力钉)之间由于温度变化引起的相互作用关系不易掌握;加之UHPC制备工艺复杂且成本较高,使得UHPC在实际工程中并未得到预期的广泛应用及推广。

常温养护型超高性能混凝土(Normal Temperature Curing UHPC,下文简称NC-UHPC)通过优选掺合料以及调整组分配比,在常温常压条件下可达到200 MPa以上的抗压强度(40 mm×40 mm×160 mm试件)同时抑制早期自收缩量,且兼备700 mm以上的坍落扩展度,因而具备在薄层空腔的压力灌注性能,并根据工程要求通过掺加适量的膨胀剂以改善其自收

收稿日期:2019-11-09(修改稿)

基金项目:国家自然科学基金资助项目(编号:51378387);上海市科学技术委员会科研计划项目(编号:17DZ1204204);上海市自然科学基金资助项目(编号:16ZR1439000)

作者简介:赵辛玮,男,博士研究生。E-mail:1410182@tongji.edu.cn

缩。王俊颜等(2017)开展了3种掺量膨胀剂下NC-UHPC的自由收缩与圆环约束试验,研究表明通过添加适量膨胀剂可有效补偿NC-UHPC的早期收缩并降低自身的拉应力及对结构的影响,以实现在常温养护制度下接近或达到常规UHPC在热养护条件下的力学性能。由于不需要早期热蒸养环节,在满足施工质量要求、保证结构安全的前提下,缩短了工期、降低了成本,因此,相较需要热养护与加压成型的常规UHPC材料,工程实用性更好的NC-UHPC材料无疑具有更广阔的应用前景。目前NC-UHPC主要应用于桥梁加固领域,而钢-NC-UHPC组合桥面板的工程应用还不多,且目前国内外对NC-UHPC早期收缩对桥面板钢组件的作用影响研究也很少,基于此,开展NC-UHPC早期收缩对组合桥面板受力变形的影响研究十分必要。

该文通过桥面板节段足尺试验和有限元数值模

拟,研究NC-UHPC材料收缩对钢桥面板受力变形的影响。

2 足尺模型 NC-UHPC 收缩性能试验

2.1 试验方案概况

试验模型要求采用与实际钢桥面板相同的钢材、焊接材料并按照实际结构的制造工艺和焊接工艺制作。试验模型桥面板采用常规闭口U肋正交异性钢桥面板足尺节段模型,钢构件采用Q345钢材,钢顶板尺寸为800 mm×800 mm,板厚14 mm;剪力钉布置间距为300 mm,高度50 mm;钢筋网片采用 $\phi 10$ mm HRB400 钢筋,网孔为50 mm×50 mm;U肋上开口宽300 mm,下翼板宽180 mm,肋高280 mm,厚8 mm。钢构件试验模型示意图如图1所示。

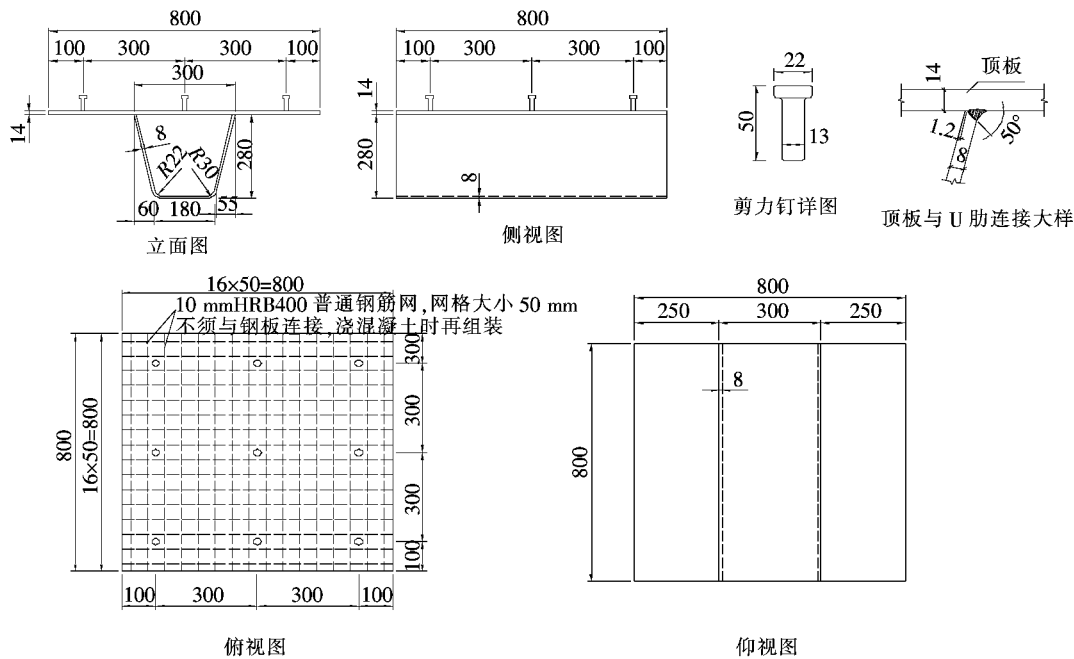


图 1 钢构件试验模型图示(单位:mm)

试验模型NC-UHPC铺装层厚60 mm,材料配合比如表1所示,掺加了3%(取代水泥质量百分比)为针对高性能混凝土研发的HCSA(High Performance Calcium Sulphoaluminate)膨胀剂。钢纤维采用平直型镀铜钢纤维,体积掺量2%,其物理力学特性参数见表2。试验模型NC-UHPC铺装层尺寸如图2所示。

表3为依据GB/T 31387-2015、GB/T 17671-1999测试的试件基本力学性能指标。

表 1 NC-UHPC 材料基础配合比

水泥	硅灰	磨细填料	石英砂	水	高效减水剂
1	0.3	0.3	1.34	0.2	0.005

表 2 钢纤维物理力学参数

抗拉强度/ MPa	弹性模 量/GPa	长度/ mm	直径/ μm	密度/ ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)
2 500	200	13	200	7 850

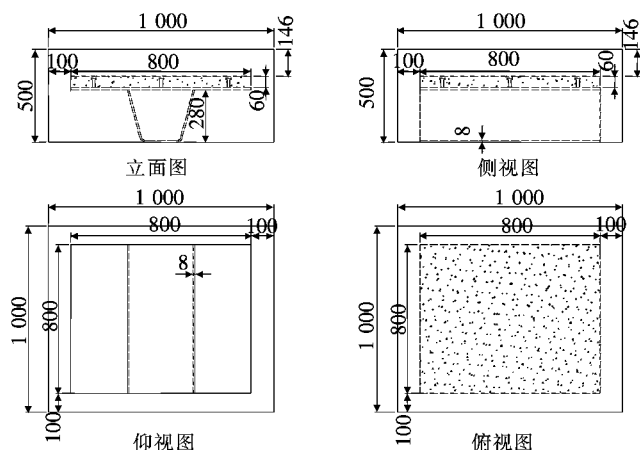


图 2 试验模型 NC-UHPC 铺装层图示(单位:mm)

试验模型的测点布置方案如图 3 所示。

表 3 NC-UHPC 基本力学性能指标

力学性能指标	单位	测试值
NC-UHPC 试块* 28 d 抗压强度	MPa	138.2
砂浆试块** 28 d 抗压强度	MPa	189.3
1 d	GPa	42.0
弹性模量 7 d	GPa	44.6
28 d	GPa	47.5

注:* NC-UHPC 试块为边长 100 mm 的立方体;* * 砂浆试块尺寸为 40 mm × 40 mm × 160 mm。

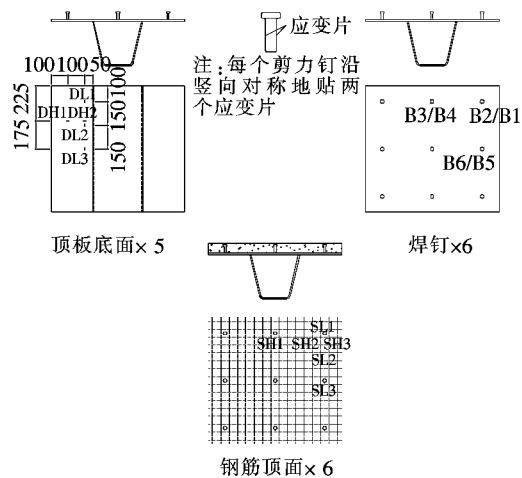
具体布置如下:

(1) 在钢顶板底面四分之一区域共布置 5 个应变片:沿顺肋方向布置 3 个应变片(DL1 ~ DL3),测量钢顶板底面纵向应变,DL1 距板边 100 mm,应变片间距 150 mm;沿横向布置两个应变片(DH1, DH2),测量钢顶板底面横向应变,DH1 距板边 100 mm,应变片间距 100 mm。

(2) 在钢板平面四分之一区域边侧共 3 个剪力钉上各布置两个应变片,沿剪力钉与板面中心连线分布于剪力钉两侧,测量剪力钉的竖向应变。

(3) 钢筋网同样在四分之一区域沿横、纵向钢筋对称、等间距地布置 3 个应变片,间距 150 mm,测量钢筋的轴向应变。

收缩性能试验对 NC-UHPC 铺装层采用常温自然养护,在 28 d 龄期内采集各测点应变随时间发展曲线。各测点数据在 NC-UHPC 浇筑后前 7 d 以 15 min 为间隔进行采集,8~14 d 以 30 min 为间隔进行采集,15~28 d 以 1 h 为间隔进行采集。



(a) 试验测点位置分布



(b) 试件测点布置

图 3 试验模型测点布置示意图(单位:mm)

2.2 试验结果及分析

2.2.1 温度监测结果

试件在浇筑后 48 h 内的环境、钢板底面及 U 肋下翼板的温度变化如图 4 所示。由于温度采集的数据点较多,为使点线符号曲线图标记密度减小,所有数据点每隔两个标记符号,其余数据用线连接。

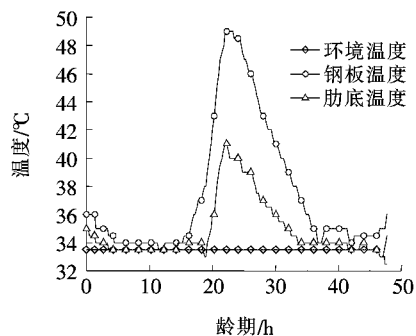


图 4 试件浇筑后 48 h 内温度变化曲线

从图 4 可以看出:NC-UHPC 在浇筑后 15~36 h 由于水化放热桥面钢顶板和肋底均有较明显的升降温,在 22~23 h 前后温度达最值,钢顶板最高温度达 49 °C,肋底温度达 41 °C,U 肋温度场自顶板至肋底呈线性分布。

2.2.2 应变结果

由于试验过程中测点采集的数据非常多,为使点线符号曲线图标记密度减小,该小节中应变结果的所有数据点每隔 15 个标记符号,其余数据用线连接。

(1) 剪力钉应变随时间发展曲线

剪力钉各测点应变发展变化曲线如图 5 所示。

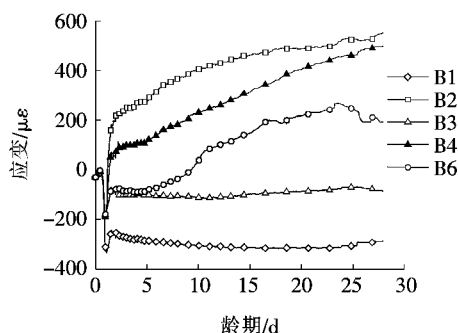


图 5 剪力钉测点应变变化曲线

由图 5 可得:常温养护条件下,剪力钉在 NC—UHPC 浇筑后 48 h 内受其水化放热的影响,由于钢材与 UHPC 热导率的显著差异(钢材热导系数高于混凝土 30 倍以上)引起的应变差受到约束,剪力钉伸长受到 NC—UHPC 层对剪力钉的约束,剪力钉在水化放热期间先受压而后随温降应变恢复。随着 NC—UHPC 的进一步收缩,边侧剪力钉的应变分布基本表现为一侧受拉一侧受压,处于明显受剪状态,剪力钉应变在龄期达 28 d 时,由于 NC—UHPC 的收缩尚未完全,拉应变还在发展,但已基本趋于稳定。数值上,拉应变极值发生在角部剪力钉 B2 上,拉应变极值达 552 $\mu\epsilon$,压应变值约为 300 $\mu\epsilon$ 。

(2) 钢筋网应变随时间发展曲线

钢筋网各测点应变发展变化曲线如图 6 所示。

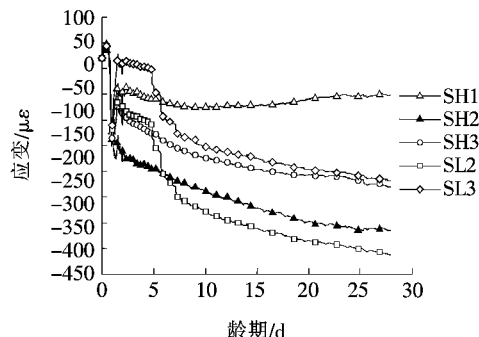


图 6 钢筋网测点应变变化曲线

由图 6 可以看出:常温养护条件下,钢筋网初期受 NC—UHPC 水化放热的影响,在其浇筑后 48 h 内由于钢材与 UHPC 热导率的显著差异引起的应变差受

到约束,钢筋网的伸长会受到 NC—UHPC 层的约束,钢筋网应变在水化放热期间先受压而后随温降应变恢复。此后随着 NC—UHPC 继续收缩,钢筋网的应变分布表现为以整体受压为主,其应变在龄期达 28 d 时,由于材料收缩尚未完全,压应变还在发展,但已基本趋于稳定。数值上,钢筋压应变极值约为 410 $\mu\epsilon$ 。此外,从钢筋网的应变分布也可以看出,在同一根钢筋上不同位置处的测点应变发展趋势基本一致,但数值上略有差别,这主要是由于 NC—UHPC 材料拌和不充分和钢纤维分布不均匀引起的。

(3) 钢板底面应变随时间发展曲线

钢板底面各测点应变发展变化曲线如图 7 所示。

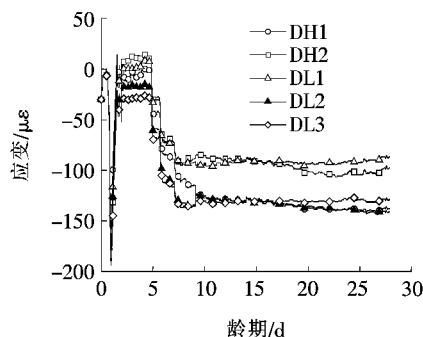


图 7 钢板底面测点应变变化曲线

由图 7 可以看出:常温养护条件下,钢顶板初期受 NC—UHPC 水化放热的影响,由于钢构件与 UHPC 热导率的显著差异引起的应变差受到约束,钢顶板的伸长会受到 NC—UHPC 层对剪力钉的约束,故顶板应变在水化放热期间先受压而后随温降应变恢复。此后随着 NC—UHPC 继续收缩,钢顶板随之受压,钢板底面应变在龄期达 28 d 时,应变发展已基本趋于稳定,压应变极值约为 130 $\mu\epsilon$ 。

3 收缩试验有限元数值模拟

3.1 有限元模型概况

节段模型采用分离式建模方法,按 2.1 节所述试件尺寸及相关参数建模,有限元模型如图 8 所示,其中 NC—UHPC 铺装层与剪力钉部件为实体单元(NC—UHPC 铺装采用 Solid65 单元,剪力钉采用 Solid185 单元),钢筋网采用 Link180 单元,其余钢板部件采用 Shell181 壳单元。NC—UHPC 收缩引起的节点位移在实体与壳单元共节点处自铺装及剪力钉实体单元传至钢顶板壳单元时不存在自由度释放的问题。由于几何实体模型包含圆柱体(剪力钉),网划过程中先对铺

装底面钢顶板采用映射网格划分,再沿 Y 轴(竖直方向)扫掠生成铺装实体单元。剪力钉附近外网格尺寸统一取 $12.5\text{ mm} \times 12.5\text{ mm}$ 。

钢材与 NC-UHPC 基本物理力学参数见表 4。钢板部件、剪力钉及钢筋网使用的钢材均采用理想弹塑性本构模型,使用 Ansys 的双线性随动强化模型(BKIN)定义。NC-UHPC 材料的本构则采用多线性等向强化模型(MISO),其等效单轴受压应力—应变曲线可采用美国联邦公路署(FHWA)提出的三折线模型。但由于 MISO 模型中不允许应力应变关系出现下降(斜率为负)段且此次试验采用的 NC-UHPC 材料具有高应变强化特性,因而实际采用的本构模型曲线仅采用前两段直线,即双折线模型。又因为 MISO 模型中不能定义负值应变与应力,有学者采用受拉与受压本构关于原点对称的 MISO 模型建立 UHPC 本构关系,而实际 UHPC 材料为拉、压不对称弹塑性本构,故在定义双折线 MISO 模型的基础上考虑结合 CONCR 破坏准则,通过定义材料的抗拉强度来区分拉、压本构,又由于 NC-UHPC 拉伸的高应变强化特性(图 9)且具有极好的裂缝控制能力,在计算中关闭开裂与压碎检查以便于数值计算的收敛。

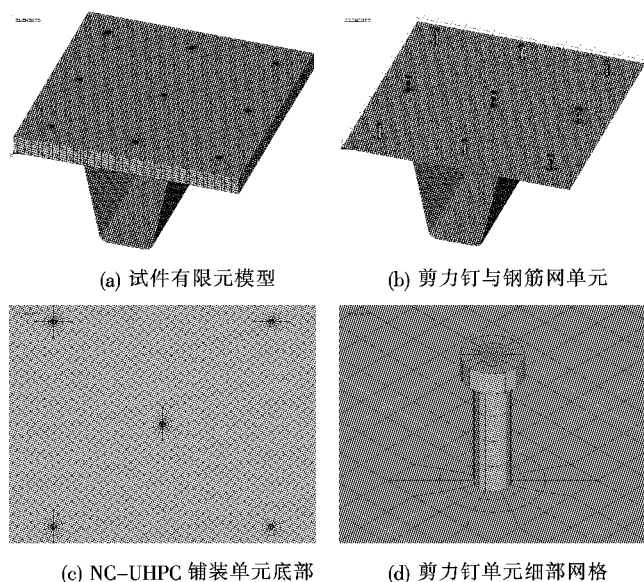


图 8 试验模型有限元示意图

表 4 模型材料物理力学参数

名称	密度/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	弹性模 量/GPa	泊松比	线膨胀系 数/($1 \cdot ^\circ\text{C}^{-1}$)
钢材	7 850	206	0.31	1.2×10^{-5}
NC-UHPC	2 700	45	0.20	1.1×10^{-5}

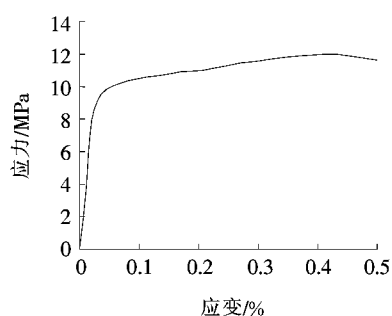


图 9 NC-UHPC 轴拉应力—应变曲线

试验方案中 NC-UHPC 层和钢顶板之间采用剪力钉连接,模型的抗剪机制主要由两部分组成:一是剪力钉对二者的相互约束;二是 NC-UHPC 层与钢顶板接触面间存在的黏结滑移效应。考虑到前者约束作用远大于后者,且关于 NC-UHPC 与钢板间的摩擦接触关系还未有试验成果支持,相关参数较难准确设定,加之接触分析需要消耗极大的计算资源,故分析时只考虑剪力钉的水平抗剪机制;而在竖向则认为 NC-UHPC 层和钢顶板竖向变形一致,忽略拉拔脱层效应,将钢板节点(除剪力钉根部位置)与 NC-UHPC 铺装底面节点竖向自由度耦合。

试件沿纵向对称地置于两端宽 5 cm 的平滑钢垫板上,于是计算模型边界条件为约束 U 肋底面两端 5 cm 内节点的竖向平动自由度,如图 10 所示。

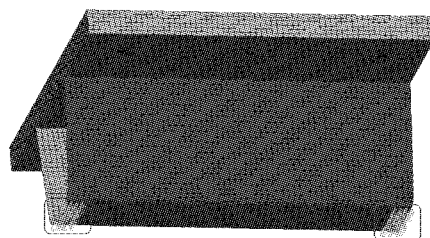


图 10 计算模型边界条件

有限元数值模拟通过对 NC-UHPC 实体单元实施降温来施加收缩作用,如图 11 所示,根据自由收缩试验测得膨胀剂掺量为 3% 的 NC-UHPC 28 d 收缩量值为 $600\text{ }\mu\text{e}$ 左右,结合 NC-UHPC 材料的线胀系数 $1.1 \times 10^{-5}/^\circ\text{C}$,通过设置 NC-UHPC 层的温降值大小即可实现预期的 28 d NC-UHPC 收缩量。

3.2 有限元计算结果及分析

此次收缩试验的目的是通过桥面板节段足尺试验和有限元数值模拟,研究 NC-UHPC 材料收缩对钢桥面板受力变形的影响,故只针对钢桥面板各部件计算结果进行分析。

3.2.1 剪力钉计算结果

剪力钉部件竖向应变云图如图 12、13 所示。

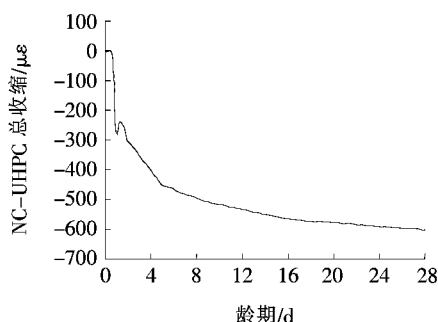


图 11 NC-UHPC 自由收缩-龄期曲线

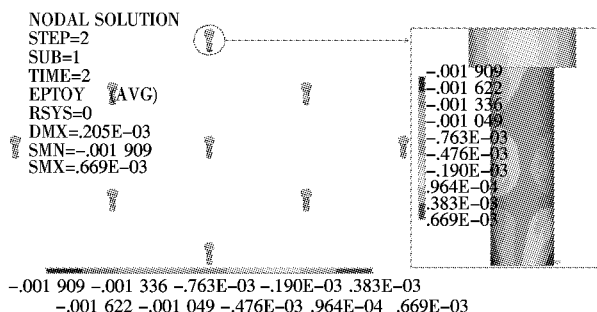


图 12 剪力钉竖向应变云图

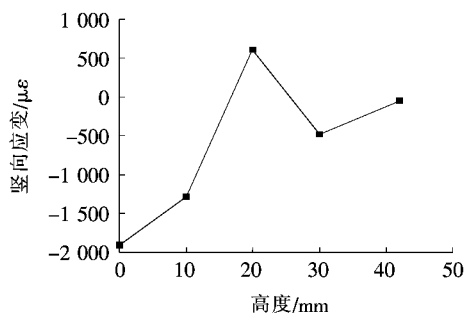


图 13 角部剪力钉内侧竖向应变分布

由图 12 可以看出:NC-UHPC 收缩桥面板边侧剪力钉的应变分布基本表现为一侧受拉一侧受压,呈明显的受剪状态;数值上,应变极值发生在角部剪力钉的根部(图 12 中右侧角部剪力钉细部云图),对应测点附近拉应变约为 $600 \mu\epsilon$,压应变值达 $800 \mu\epsilon$,应变分布趋势与试验数据有较好的一致性,压应变数值较实测值偏大较多。数值结果较实测值偏大是因为在数值模拟中假定 NC-UHPC 收缩过程的抗剪机制完全由剪力钉承担,忽略了 NC-UHPC 层与钢顶板接触面间的摩擦接触,此外,有限元分析中也未考虑 NC-UHPC 层在收缩受阻后材料到达应变硬化阶段后的徐变效应,因此,剪力钉的受力较实际情况更为不利,故剪

力钉的竖向应变计算结果偏大;压应变实测值较小还可能是由于剪力钉外侧应变片位置偏离剪力钉高度中部或未沿剪力钉与板面中心连线布置,而应变峰值附近局部应变梯度较大,导致实测结果较计算值偏小较多。

3.2.2 钢筋网计算结果

钢筋网部件轴向应变云图如图 14 所示。

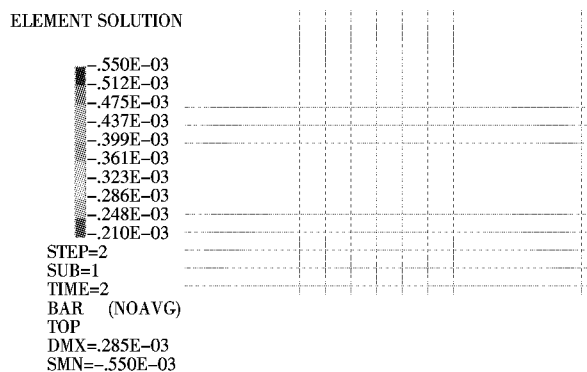


图 14 钢筋网轴向应变云图

由图 14 可以看出:NC-UHPC 收缩钢筋网表现为整体受压,压应变极值约为 $550 \mu\epsilon$,高于实测钢筋压应变极值 $410 \mu\epsilon$ 。数值结果较实测值偏大的原因同剪力钉类似,在数值模拟中 NC-UHPC 收缩除剪力钉受剪外,钢筋网片整体受压,由于忽略了 NC-UHPC 层与钢顶板接触面间的摩擦接触,故钢筋网的轴向应变计算结果偏大。云图结果中钢筋网压应变整体分布均匀,反映在数值上压应变范围为 $470 \sim 550 \mu\epsilon$,而实测结果由于 NC-UHPC 材料拌和充分以及钢纤维分布不均匀引起同一根钢筋上不同位置处的测点应变数值有较大差别,压应变范围为 $100 \sim 400 \mu\epsilon$ 不等,由于材料本身及施工质量的离散性使得有限元数值模拟较实际情况有一定偏差。

3.2.3 钢顶板计算结果

钢顶板底面横、纵向应变云图如图 15 所示。

从图 15 可以看出:NC-UHPC 收缩钢板在剪力钉根部附近有应力集中,应变分布除剪力钉根部外侧附近局部受拉外,其余部分整体受压且分布较均匀。数值上,横、纵向压应变值基本为 $100 \mu\epsilon$ 左右,应变分布趋势与数值大小与试验数据有较好的一致性。数值结果较实测值偏小的原因还是由于在数值模拟中假定 NC-UHPC 收缩过程的抗剪机制完全由剪力钉承担而忽略了 NC-UHPC 层与钢顶板接触面间的接触摩擦效应,故实际情况钢顶板的受力较有限元模型要偏大,因此钢顶板的压应变计算结果偏小。

取图 15 中横、纵向各两条穿过剪力钉路径(H1, H2; V1, V2)上节点的横、纵向应变,如图 16 所示。

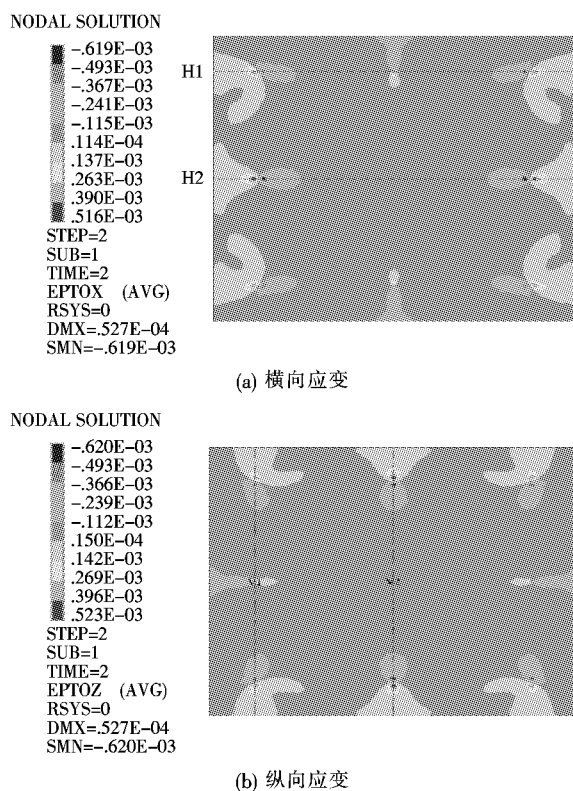


图 15 钢板底面应变云图

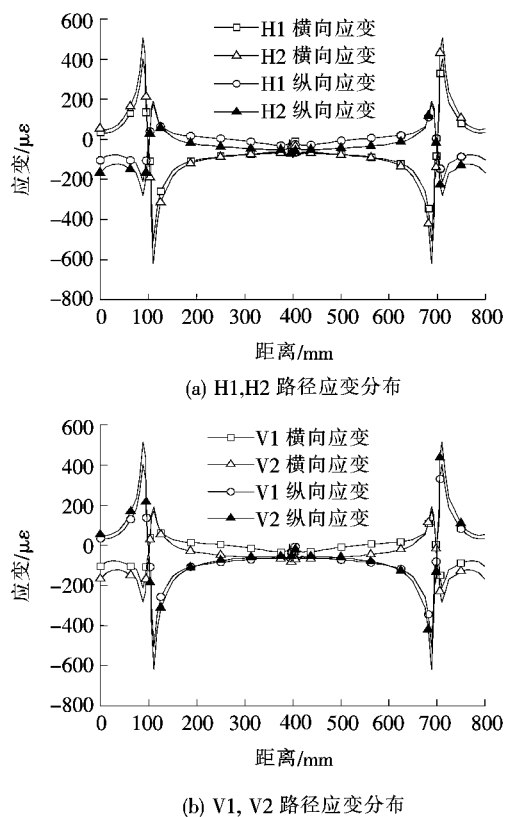


图 16 钢板底面应变分布

由图 16 可以看出:测点相应位置处的压应变值为 $100 \mu\epsilon$ 左右,与试验数据有较好的一致性;钢板应变在边侧剪力钉附近有应变峰值且剪力钉内外侧的应变峰值符号相异;除剪力钉附近外,钢板其余部分的应变分布则较均匀且数值较小;穿过板内剪力钉横、纵向路径上节点的应变值大于板边侧路径上的应变值。此外,图 16(a)、(b)横、纵路径上的节点结果对称,说明钢板的横、纵向应变基本不受纵肋的影响(剪力钉位于纵肋附近除外)。

3.2.4 纵肋计算结果

纵肋侧面与底面横、纵向应变云图如图 17 所示。

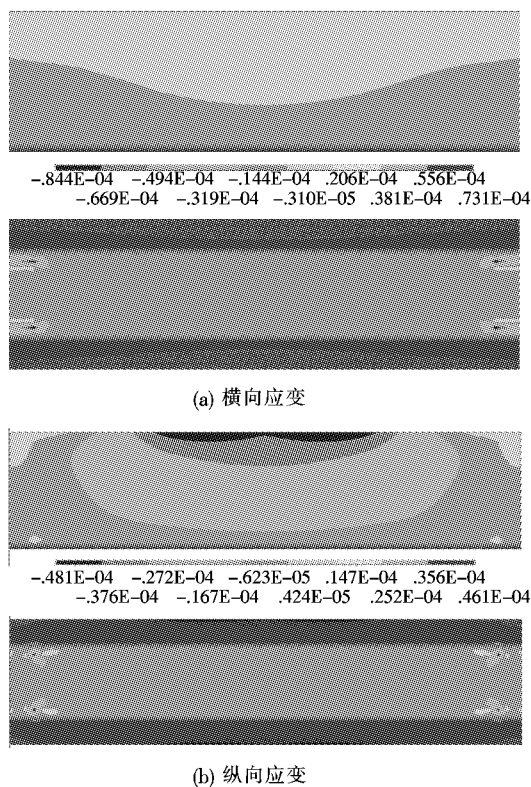


图 17 纵肋侧面与底面应变云图

由图 17 可以看出:NC-UHPC 收缩对纵肋影响有限,应变场自腹板顶部至肋底均匀过渡。对比纵肋、钢顶板与剪力钉和钢筋网的应变数值大小可以看出,NC-UHPC 收缩主要对直接作用于铺装层内的剪力钉和钢筋网的受力变形产生较大的影响,而对钢顶板和纵肋的作用影响有限。

通过钢桥面板各部件数值计算结果与实测数据对比可以看出:有限元计算结果的应变分布趋势和数值大小与收缩试验的实测数据有较好的一致性,但剪力钉与钢筋网片的数值计算结果大于实测值;钢顶板的计算结果小于实测值。这主要是因为数值模拟中假

定 NC-UHPC 铺装层在收缩过程的抗剪机制完全由剪力钉承担,忽略了 NC-UHPC 层与钢顶板接触面间的摩擦接触,故剪力钉和钢筋网的受力较实际情况偏不利,计算结果偏大;而钢顶板的受力较实际情况偏安全,计算结果偏小。在今后的进一步研究工作中,有必要通过相关试验确定 NC-UHPC 层与钢顶板之间的接触摩擦关系(或 $F-D$ 曲线),以此为依据在有限元模型中建立面-面接触单元或设置虚拟连接弹簧单元模拟 NC-UHPC 层与钢顶板之间的相互接触作用,以获得更为精确的分析结果。

4 结论

通过足尺试验及有限元数值模拟对常温养护型超高性能混凝土(NC-UHPC)材料收缩对钢桥面板受力变形的影响进行了研究,得到以下结论:

(1) 对 NC-UHPC 铺装层采用常温养护方案,钢桥面板各部件的变形在 NC-UHPC 龄期达 28 d 左右时,变形虽继续发展但已基本趋于稳定。

(2) 桥面板边侧剪力钉较内侧剪力钉受铺装层收缩影响大,边侧剪力钉竖向应变分布为一侧受拉一侧受压,处于明显受剪状态,实测拉应变极值约为 $500\ \mu\epsilon$;钢筋网和顶板以受压为主,实测压应变极值分别为 400 、 $150\ \mu\epsilon$ 左右。

(3) 对 NC-UHPC 铺装层收缩对钢桥面板的受力变形影响进行了有限元数值模拟,桥面板各部件计算结果的应变分布趋势和数值大小与收缩试验的实测数据有较好的一致性,因此应用有限元数值模拟研究常温养护型超高性能混凝土收缩对组合桥面板的作用是可行的。

(4) NC-UHPC 铺装层的收缩主要对层内的剪力钉和钢筋网的受力变形产生较大的影响,而对钢顶板和纵肋的作用影响有限。

参考文献:

- [1] 陈宝春,韦建刚,苏家战,等.超高性能混凝土应用进展[J].建筑科学与工程学报,2019(2).
- [2] S. Abbas, M. L. Nehdi, M. A. Saleem. Ultra-High Performance Concrete: Mechanical Performance, Durability, Sustainability and Implementation Challenges[J]. International Journal of Concrete Structures and Materials, 2016, 10(3): 271-295.
- [3] T Ichinomiya, Y Hishiki, T Ohno. Experiment Study on Mechanical Properties of Ultra-High-Strength Con-

crete with Low-Autogenous-Shrinkage[C]. Seventh International Symposium on the Utilization of High-Strength/High-Strength Concrete, Farmington Hills: American Concrete Institute, 2005: 341-352.

- [4] Vande Voort T L, Suleiman M T, Sritharan S. Design and Performance Verification of UHPC Piles for Deep Foundations[R]. America: Iowa State University, 2008.
- [5] 李玮,赵国云.刚性铺装桥面正交异性板补强中的应用[J].中外公路,2016(6).
- [6] Shao X D, Yi D T, Huang Z Y, et al. Basic Performance of the Composite Deck System Composed of Orthotropic Steel Deck and Ultrathin RPC Layer[J]. Journal of Bridge Engineering, 2011, 18(5): 417-428.
- [7] 朱忠,徐发生,周燕强,等.带板肋的钢-UHPC 轻型组合桥面疲劳性能理论与试验研究[J].中外公路,2018(6).
- [8] GDJTG/T A01-2015 超高性能轻型组合桥面结构技术规程[S].
- [9] DB43/T 1173-2016 钢-超高韧性混凝土轻型组合结构桥面技术规范[S].
- [10] 王俊颜,李钢,郭君渊,等.常温养护型超高性能混凝土的弯曲性能表征方法[J].同济大学学报(自然科学版),2017(9).
- [11] 赵顺增,刘立,郑万康,等.高性能补偿收缩混凝土用膨胀剂-HCSA 的特点及其应用[J].膨胀剂与膨胀混凝土,2009(2).
- [12] 王俊颜,边晨,肖汝诚,等.常温养护型超高性能混凝土的圆环约束收缩性能[J].材料导报,2017(12).
- [13] GB/T 31387-2015 活性粉末混凝土[S].
- [14] GB/T 17671-1999 水泥胶砂强度检验方法(ISO 法)[S].
- [15] Graybeal B. Material Property Characterization of Ultra-High Performance Concrete[R]. FHWA-HIF-06-103. Mclean: Federal Highway Administration, 2006.
- [16] Sriram A, Bradley P, et al. Design Guide for Precast UHPC Waffle Deck Panel System Including Connections [R]. FHWA-HIF-13-060. Mclean: Federal Highway Administration, 2013.
- [17] Graybeal B. Ultra-High Performance Concrete: A State-of-the-Art Report for the Bridge Community [R]. FHWA-HRT-13-060 Mclean: Federal Highway Administration, 2013.
- [18] 王俊颜,郭君渊,肖汝诚,等.高应变强化超高性能混凝土的裂缝控制机理和研究[J].土木工程学报,2017(11).
- [19] 刘超,黄钰豪,马汝杰,等.高应变强化超高性能混凝土 T 形梁抗弯承载力[J].同济大学学报(自然科学版),2018(6).

基于钢桥面铺装层内部温度变化监测的 隔热降温材料优选试验研究

叶伟

(招商局公路信息技术(重庆)有限公司, 重庆市 400060)

摘要:为进一步探索对钢桥面沥青铺装层高温病害的预防性研究,该文利用热电偶连接数显装置的温度监测设备,在完成室外模拟监测钢桥面铺装结构内部温度试验检测方法和隔热降温型铺装结构设计的基础上,对分别基于 MMA+纳米 SiO_2 气凝胶保温毡+GA+SMA 钢桥面铺装结构和掺轻质空心玻璃微珠的 MMA+GA+SMA 钢桥面铺装结构以及 MMA+GA+SMA 普通钢桥面铺装结构进行了同一试验环境下的沥青铺装层内部温度监测。试验结果显示:相比普通钢桥面铺装结构,纳米 SiO_2 气凝胶保温毡对沥青铺装层可实现约 18% 的平均降温幅度,掺轻质空心玻璃微珠的 MMA 对沥青铺装层可实现约 11% 的平均降温幅度。综合沥青铺装层内部温度波动范围、平均降温幅度以及钢板与沥青铺装层温度的差异大小 3 个方面评判,认为设置有纳米 SiO_2 气凝胶保温毡的钢桥面铺装结构对沥青铺装层的隔热降温作用最为显著。

关键词: 钢桥面; 沥青铺装层; 隔热降温; 温度监测; 纳米 SiO_2 气凝胶; 空心玻璃微珠

1 引言

当前中国钢桥面铺装层结构类型大多采用浇筑式沥青 GA+沥青玛蹄脂碎石 SMA 或双层环氧沥青混凝土 EA 的结构形式,环氧沥青混凝土为热固性材料,高温稳定性较好,但造价高,除个别经济发达的省份钢桥面铺装采用 EA 混合料以外,绝大多数情况下钢桥面铺装采用的是 GA+SMA 的典型铺装结构。

据统计,中国夏季某些地区的最高气温达 40°C 以上,当采用浇筑式沥青混凝土作为钢桥面铺装层时,由于其油石比极高,黑色沥青受热辐射作用越明显,且散热慢,加上钢桥面不同于普通沥青路面的结构特点:与

路面铺装相比,钢桥面铺装体系及钢桥梁悬于地表之上,整个结构均裸露在空气中。同时,钢铁的热传导系数显著大于沥青混合料,在强烈的太阳光照射下,钢板温度急剧上升,产生的热量可迅速传递给箱内空气,且不能与外界空气进行热对流,箱梁内空气温度远高于外界空气温度。所以一般情况下,在相同的气温环境下钢桥面铺装体系的温度要显著高于路面铺装体系的温度,研究表明:在这样的结构特点之下伴随持续高温天气,钢桥面沥青铺装层的表面温度可升至 70°C ,内部可达 60°C 。长此以往,可导致铺装层出现高温车辙病害、铺装层与钢板的黏结性下降、沥青老化加速,从而缩短钢桥面铺装层的使用寿命。

如何利用隔热降温技术手段提高整个铺装体系的

[20] 邵旭东,胡建华. 钢-超高性能混凝土轻型组合桥梁结构[M]. 北京:人民交通出版社,2015.

[21] 管品武,涂雅箏,张普,等. 超高性能混凝土单轴抗压本构关系研究现状[J]. 复合材料学报,2018(7).

[22] 苏家战,傅元方,黄卿维,等. 钢筋超高性能混凝土梁受弯试验和有限元分析研究[J]. 中外公路,2017(6).

[23] 刘超,陈麒麟,袁伟杰,等. 超高性能混凝土组合箱梁弯曲性能有限元分析[J]. 同济大学学报(自然科学版),2018(4).

收稿日期:2019-09-12

基金项目:国家自然科学基金资助项目(编号:51702282);重庆市社会事业与民生保障科技创新专项项目(编号:cstc2017shms-A30024)

作者简介:叶伟,男,硕士,工程师. E-mail:229970548@qq.com