

引文格式:屈志浩,邵旭东,邱明红,等.装配式组合梁负弯矩区阶梯型 UHPC 接缝抗裂性能试验研究[J].建筑科学与工程学报,2024,41(5):1-13.

QU Zhihao, SHAO Xudong, QIU Minghong, et al. Experimental study on crack resistance of stepped UHPC joints in negative moment zone of fabricated composite beams[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2024, 41(5): 1-13.

DOI:10.19815/j.jace.2022.08024

# 装配式组合梁负弯矩区阶梯型 UHPC 接缝抗裂性能 试验研究

屈志浩<sup>1</sup>, 邵旭东<sup>1</sup>, 邱明红<sup>1</sup>, 熊伟<sup>2</sup>, 贾贤盛<sup>2</sup>

(1. 湖南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410082; 2. 中国市政工程中南设计研究总院有限公司, 湖北 武汉 430010)

**摘要:**为提高装配式组合梁负弯矩区桥面板抗裂性能,简化施工工艺,提出了组合梁桥负弯矩区阶梯型超高性能混凝土(UHPC)湿接缝方案。以湖北某装配式组合梁桥为背景,设计制作了1根1:2缩尺模型试件进行负弯矩加载,对阶梯型 UHPC 接缝抗裂性能进行试验研究。利用截面非线性计算方法对接缝区域钢筋应变进行非线性分析,基于分析结果,讨论了 UHPC 基体裂缝宽度实测值与规范计算值之间的差异。结果表明:试件破坏模式为纯弯段内钢梁底板屈曲破坏;负弯矩作用下,钢梁与混凝土桥面板之间的最大滑移量为 0.163 mm,接缝区域截面应变分布基本满足平截面假定,接缝与预制部分共同受力良好;UHPC 与普通混凝土(NC)具有不同的裂缝分布特征,UHPC 裂缝分布较密,而 NC 裂缝分布较疏;接缝区域内,区域 II 以及接缝截面裂缝发展较快,钢-UHPC 截面抗裂能力强于钢-NC-UHPC 截面;试件接缝区域桥面板顶面裂缝宽度达到 0.1 mm 时,接缝界面名义应力超过 12.8 MPa,安全系数达到了 1.69;非线性计算方法可以有效预测钢筋应变;接缝区域 UHPC 基体裂缝宽度宜采用 UHPC 行业标准或法国 UHPC 规范进行计算,计算时宜考虑混凝土的抗拉贡献;阶梯型 UHPC 接缝方案具有优异的安全与耐久性能,施工方便,能够满足实际工程需求。

**关键词:**桥梁工程;超高性能混凝土接缝;试验研究;组合梁负弯矩区;裂缝分析

中图分类号:TU375

文献标志码:A

文章编号:1673-2049(2024)05-0001-13

## Experimental study on crack resistance of stepped UHPC joints in negative moment zone of fabricated composite beams

QU Zhihao<sup>1</sup>, SHAO Xudong<sup>1</sup>, QIU Minghong<sup>1</sup>, XIONG Wei<sup>2</sup>, JIA Xiansheng<sup>2</sup>

(1. College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, Hunan, China; 2. Central & Southern China Municipal Engineering Design and Research Institute Co., Ltd, Wuhan 430010, Hubei, China)

**Abstract:** In order to improve the crack resistance of deck slab in negative moment zone of assembled composite beam and simplify construction technology, a wet joint scheme of stepped ultra high performance concrete (UHPC) in negative moment zone of assembled composite beam bridge was proposed. Based on a fabricated composite beam bridge in Hubei province, a 1:2 scaled model specimen was designed and fabricated for negative bending moment loading, and the

crack resistance of stepped UHPC joints was experimentally studied. The section nonlinear calculation method was used to carry out the nonlinear analysis of the steel strain in the joint area. Based on the analysis results, the difference between the measured value of UHPC matrix crack width and the calculated value of the specification was discussed. The results show that the failure mode of the specimen is the buckling failure of the steel beam floor in the pure bending section. Under the action of negative bending moment, the maximum slip between the steel beam and the concrete bridge deck is 0.163 mm, and the strain distribution of the cross section in the joint area basically meets the plane section assumption, and the joint and the precast part have good joint force. UHPC and normal concrete (NC) have different crack distribution characteristics. The crack distribution of UHPC is dense, while the crack distribution of NC is sparse. In the joint area, the crack development of zone II and joint section is the fastest, and the crack resistance of steel-UHPC section is stronger than that of steel-NC-UHPC section. When the crack width at the top surface of the bridge deck in the specimen joint area is 0.1 mm, the nominal stress at the joint interface exceeds 12.8 MPa, and the safety factor reaches 1.69. The nonlinear calculation method can effectively predict steel strain. The crack width of UHPC matrix in the joint area should be calculated by UHPC industry standard or French specification, and the tensile contribution of concrete should be considered in the calculation of steel strain. The stepped UHPC joint scheme has excellent safety and durability, convenient construction and meets the actual engineering requirements.

**Key words:** bridge engineering; ultra-high performance concrete joint; experimental study; negative moment zone of composite beam; crack analysis

**Author resume:** SHAO Xudong(1961-), male, PhD, professor, E-mail: shaoxd@vip.163.com.

## 0 引 言

装配式钢-混组合连续梁具有受力均匀、行车舒适等优点,在中小跨径桥梁中得到了广泛应用。然而,由于组合连续梁墩顶负弯矩区混凝土桥面板存在较高的拉应力,且普通混凝土(NC)抗拉强度较低,负弯矩区混凝土桥面板存在较大的开裂风险<sup>[1-2]</sup>。

针对组合梁墩顶负弯矩区桥面板开裂问题,国内外学者开展了系列卓有成效的研究。侯文崎等<sup>[3]</sup>制作了2根不同配筋率的钢箱组合梁进行负弯矩加载,结果表明:提高配筋率可有效降低桥面板裂缝间距,在实际工程中可通过提高配筋率的方式控制组合连续梁桥面板裂缝宽度。张林钊<sup>[4]</sup>利用有限元分析方法研究了顶落梁工艺对组合连续梁受力的影响,结果表明,顶落梁工艺可使组合连续梁墩顶桥面板处于受压状态。苏庆田等<sup>[5]</sup>研究了后结合预应力方法在组合连续梁中的应用效果,研究结果表明,后结合预应力组合梁在主跨70 m内可实现全预应力配束。聂建国等<sup>[6]</sup>提出了一种抗拔不抗剪连接技术,并通过节段模型试验证明了该技术可有效提高组合梁负弯矩区桥面板的抗裂性能。

上述学者通过提高配筋率、采取特殊施工方法和特殊结构构造的方式,提高钢-普通混凝土组合梁墩顶负弯矩区的抗裂性能,但在实际工程中采用重配筋、施加预应力等方式增加了施工难度,且普通混凝土抗拉强度较低,存在一定的开裂风险,影响结构的耐久性。

超高性能混凝土(UHPC)是一种新型纤维增强水泥基复合材料<sup>[7]</sup>,具有超高的韧性和耐久性<sup>[8-12]</sup>。研究表明,UHPC与NC具有优异的黏结性能<sup>[13-14]</sup>,能够有效协同工作。与NC接缝方案相比,UHPC接缝可降低新老混凝土界面开裂的风险<sup>[15-17]</sup>,用于组合梁负弯矩区可提高负弯矩区混凝土桥面板的抗裂性能。邓舒文<sup>[18]</sup>提出针对钢-UHPC轻型组合梁的“全UHPC”T型接缝,并通过负弯矩试验得到接缝界面的最大裂缝宽度预测公式。邵旭东等<sup>[19]</sup>针对钢-NC组合梁桥,提出“UHPC+微膨胀混凝土”T型接缝方案,并进行了缩尺试验研究,结果表明,该方案能够满足工程要求,UHPC的引入能够有效约束NC裂缝。罗兵等<sup>[20]</sup>针对组合梁负弯矩区面板易开裂问题,用薄层UHPC代替部分NC,制作了钢-NC-UHPC组合梁进行试验分析,

结果表明,采用 UHPC 薄层可提高组合梁桥面板的开裂荷载,能有效解决组合梁负弯矩区开裂问题。

本文针对装配式钢-混组合梁墩顶负弯矩区桥面板的开裂问题,考虑施工速度、材料造价与墩顶负弯矩较大等因素,提出“阶梯型”UHPC 湿接缝方案,通过特殊的 UHPC 接缝构造形式连接预制 NC 桥面板。在接缝区域形成了钢-UHPC 和钢-NC-UHPC 组合截面以抵抗较大的负弯矩作用。为验证该方案的可行性,依托湖北某道路快速化改造工程,制作了 1 根缩尺试件,对试件在负弯矩作用下的刚度变化、裂缝发展及分布情况、破坏模式等方面进行研究。基于缩尺模型试验结果,对结构抗裂性能进行评估,利用截面非线性方法和不同结构设计规

范,讨论接缝区域桥面板的裂缝宽度计算方法,为该新型 UHPC 接缝的设计与计算提供建议。

# 1 背景工程

## 1.1 项目概况

湖北某快速化改造工程中一简支变连续钢-混组合小箱梁桥布置如图 1 所示,该桥四跨一联,单跨跨径 30 m。组合梁由 22 cm 厚混凝土桥面板以及 138 cm 高 Q355 槽型钢梁通过栓钉连接件组合而成。槽型钢梁上开口宽度 1.69 m,底板宽度 1.0 m,厚度 16 mm,翼缘宽度 400 mm,翼缘厚度 20 mm,腹板厚度 14 mm。次边墩两侧各 4 m 内槽型钢梁底板厚度变为 28 mm。

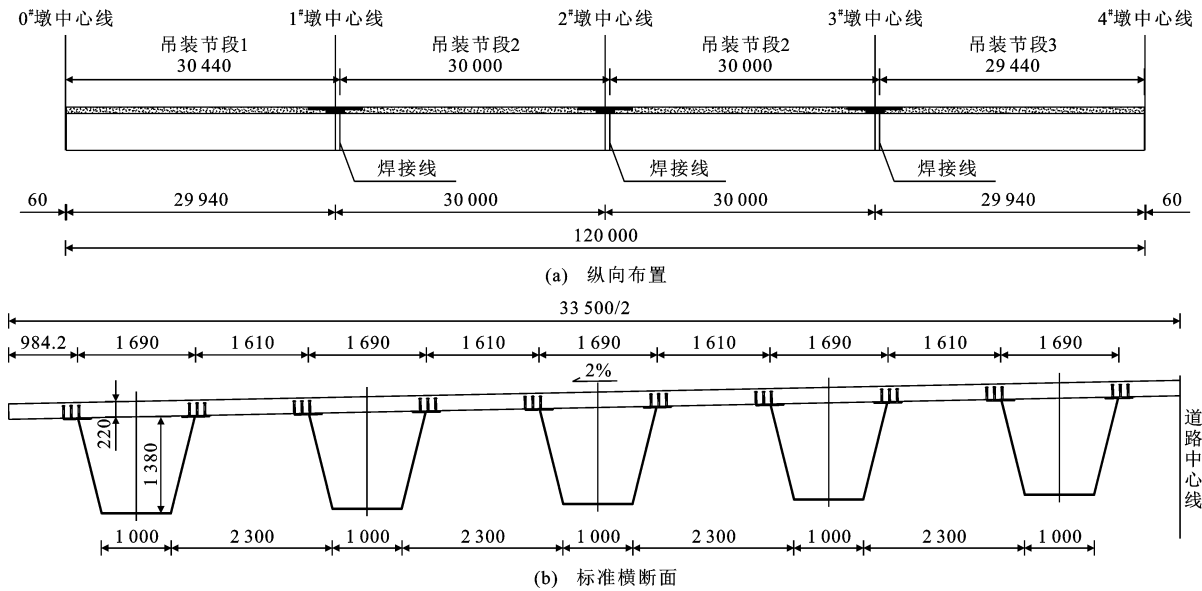


图 1 组合梁布置(单位:mm)

Fig. 1 Layout of composite beam (unit:mm)

## 1.2 设计理念

本文提出的“阶梯型”UHPC 湿接缝构造形式如图 2(a)所示,接缝由两级阶梯构成:一级阶梯截面形式为钢-UHPC 组合截面,用于承担较大的负弯矩作用;二级阶梯为钢-NC-UHPC 组合截面,用于承担相对较小的负弯矩,将 UHPC 纤维不连续的薄弱界面转移至低拉应力区。同时,二级阶梯可阻滞 UHPC 收缩,避免新老混凝土界面出现收缩裂缝。

背景工程采用的阶梯型 UHPC 接缝一级阶梯长 2 m, UHPC 层厚 22 cm,层内纵向钢筋为双层  $\Phi 28$ ,间距 10 cm。接缝二级阶梯长度均为 2 m, UHPC 层厚 8 cm,层内采用  $\Phi 28$  纵向钢筋,间距 10 cm; NC 层厚 14 cm,层内采用  $\Phi 28$  纵向钢筋,间距 10 cm。为保证预制 NC 与现浇 UHPC 湿接缝之间

能够有效协同工作,对 NC 表面中与 UHPC 的接触面进行凿毛处理,并使二级阶梯范围内的栓钉钉帽置于 UHPC 层内。

目前,适用于装配式钢-混组合连续梁的接缝方案与阶梯型 UHPC 接缝方案对比如表 1 所示。文献[18]提出的针对钢-UHPC 轻型组合梁的“全 UHPC”T 型接缝方案材料造价较高,不适用于背景工程,因此不纳入方案比选范围内。文献[19]中的“UHPC+微膨胀混凝土”T 型接缝构造方案如图 2(b)所示,为减小 UHPC 用量,用微膨胀混凝土代替部分墩顶 UHPC。对比阶梯型 UHPC 接缝方案、“UHPC+微膨胀混凝土”T 型接缝方案与传统的重配筋普通混凝土方案可见,使用 UHPC 的接缝方案造价高于传统的重配筋方案,但安全性、耐久性和施

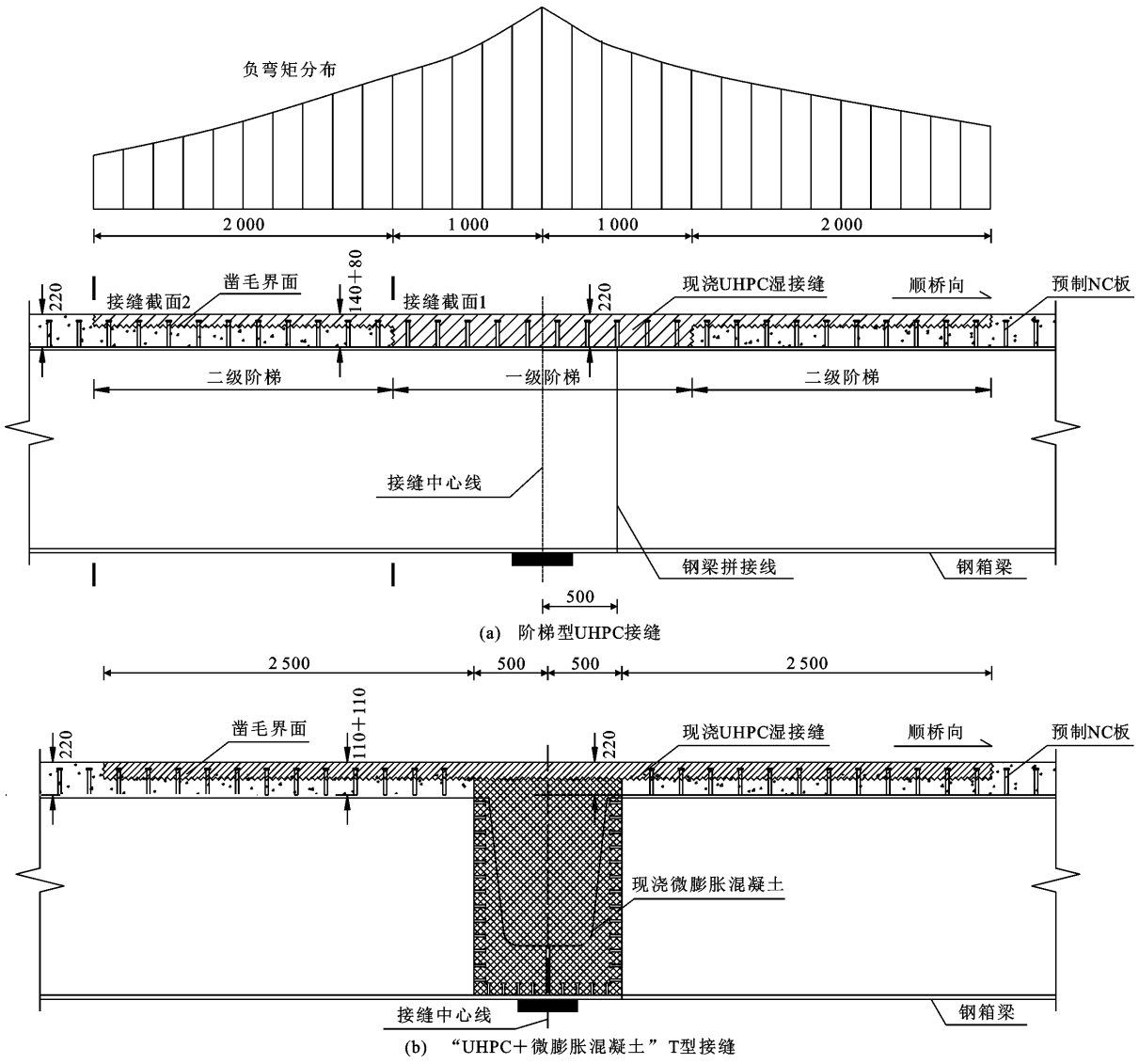


图 2 UHPC 接缝方案设计 (单位:mm)

Fig. 2 Design of UHPC joint scheme (unit:mm)

表 1 钢-混组合梁负弯矩区接缝方案对比

Table 1 Comparison of joint schemes in negative moment zone of steel-concrete composite beam

方案类型	阶梯型 UHPC 方案	“UHPC+微膨胀混凝土”T 型接缝方案	重配筋方案
安全性	UHPC 抗裂性能优异,抗折强度一般大于 20 MPa,可解决负弯矩区混凝土易开裂的难题。		通过增加配筋率控制裂缝宽度,在较高拉应力状态下易开裂。
耐久性	当裂缝宽度不超过 0.05 mm 时无渗漏风险 <sup>[21]</sup> 。		存在渗漏风险,造成钢筋锈蚀。
经济性	UHPC 用量 12.54 m <sup>3</sup> ,钢筋用量 10 363 kg,初始造价 13.95 万元。	UHPC 用量 10.9 m <sup>3</sup> ,钢筋用量 11 949 kg,初始造价 13.60 万元。	钢筋用量 15 544 kg,初始造价 7.77 万元。
施工性	接缝内纵向钢筋采用绑扎连接,无焊接;仅需要浇筑 UHPC,保湿养护 3 d 后强度即可超过预制 NC,施工方便、快捷。	接缝微膨胀混凝土内纵向钢筋需焊接,需依次浇筑微膨胀混凝土与 UHPC,施工周期较长。	钢筋焊接量大,现场施工复杂,混凝土浇筑质量不易保障,浇筑周期长。

注:T 型接缝方案采用  $\Phi 32+\Phi 28$  双层配筋,重配筋方案采用 2  $\Phi 28$  束筋+ $\Phi 28$  双层配筋;经济性分析按单幅桥梁墩顶左右各 3 m 区域内的桥面板材料用量进行计算,钢筋按 5 000 元 $\cdot$ t<sup>-1</sup>计算,UHPC 按 7 000 元 $\cdot$ m<sup>-3</sup>计算。

工性能均更为优异。“UHPC+微膨胀混凝土”T 型接缝方案与阶梯型 UHPC 方案造价接近,但阶梯型

UHPC 接缝方案无下部微膨胀混凝土的浇筑过程,同时接缝内纵向钢筋无焊接,施工更加方便、快速。

1.3 整体计算

利用 MIDAS Civil 建立整体有限元梁格模型,如图 3 所示。取接缝截面 1(一级阶梯与二级阶梯交界截面)、接缝截面 2(二级阶梯与预制钢-NC 段交界截面)以及负弯矩最大的墩顶截面作为关注位

置,其整体计算结果如表 2 所示。可见,阶梯型 UHPC 接缝可将纤维不连续的接缝截面置于较低应力区域,相比于墩顶截面,接缝截面 1 处频遇组合名义应力降低了 7%,接缝截面 2 降低了 26%。阶梯型 UHPC 接缝的抗弯及抗裂性能是否满足设计

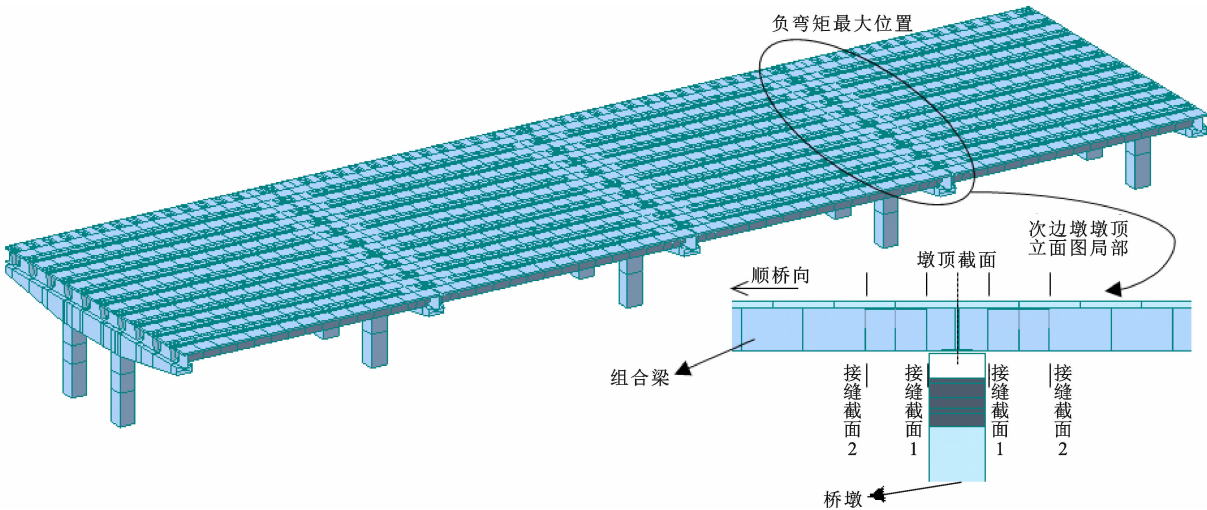


图 3 MIDAS 有限元模型  
Fig. 3 MIDAS finite element model

表 2 整体计算结果  
Table 2 Overall calculation results

位置	频遇组合		基本组合	
	名义应力/ MPa	截面弯矩/ (kN·m)	名义应力/ MPa	截面弯矩/ (kN·m)
次边墩墩顶	10.3	8 891.8	13.0	11 196.6
接缝截面 1	9.6	7 807.6	12.0	9 781.2
接缝截面 2	7.6	5 876.3	9.5	7 286.2

要求仍需要试验验证。

2 接缝缩尺模型试验

2.1 缩尺模型试件设计

为验证上述阶梯型 UHPC 接缝的可靠性,对背景工程组合梁桥单主梁接缝进行缩尺试验研究。考虑到试验条件限制,背景工程单主梁截面具有对称性,取单主梁截面的一半,按惯性矩等效换算成工字形钢-混组合梁,以工字形钢-混组合梁为基础,设计缩尺模型试件,缩尺试件几何缩尺比为 1:2。缩尺试件构造如图 4 所示,试件长 5.8 m,计算跨径 5.6 m,高 0.8 m。试件下部为焊接工字形钢梁,钢梁底板厚 14 mm,宽 250 mm,腹板厚 8 mm,高 666 mm,顶板厚 10 mm,宽 200 mm。试件上部桥面板板厚 11 cm,由预制 NC 与阶梯型 UHPC 湿接缝组成,阶梯型接缝一级阶梯区域为 11 cm UHPC,二级阶梯区域为 7 cm NC+4 cm UHPC,非接缝区域为 11

cm NC。

缩尺试件钢筋布置如图 5 所示,双层配筋,上、下层均布置 13 根  $\Phi 14$  纵向钢筋,横向钢筋直径 8 mm,间距 5 cm,与纵向钢筋绑扎连接。为保证接缝区域钢筋形心距满足几何缩尺比,将一级阶梯区域 UHPC 上层横向钢筋置于纵向钢筋下部。

试件的栓钉直径 13 mm,长 90 mm,按刚度等效原则设计,横向布置 3 个栓钉,间距 60 mm,纵向每列布置 41 个栓钉,间距 140 mm。

试件预制 NC 部分为 C50 混凝土,UHPC 湿接缝采用接缝专用 UHPC 材料,钢纤维体积掺量为 2%。钢筋等级为 HRB400,工字形钢梁材料型号为 Q355。NC 浇筑完成后自然养护 28 d,对 NC 表面中与 UHPC 的接触面进行凿毛处理,凿毛处理完成后浇筑 UHPC 接缝,自然养护 2 个月后加载。

试件浇筑时,按《普通混凝土力学性能试验方法标准》(GB/T 50081—2002)<sup>[22]</sup> 和《活性粉末混凝土》(GB/T 31387—2015)<sup>[23]</sup> 分别浇筑一批 NC 与 UHPC 试块,与缩尺试件在相同环境下保湿养护 28 d 后,测试 UHPC 与 NC 的材料力学性能,结果如表 3 所示。

2.2 加载及量测方案

试件区域划分和试验加载方式如图 6(a)所示,按照截面不同组合类型将试件划分为 3 个区域,区

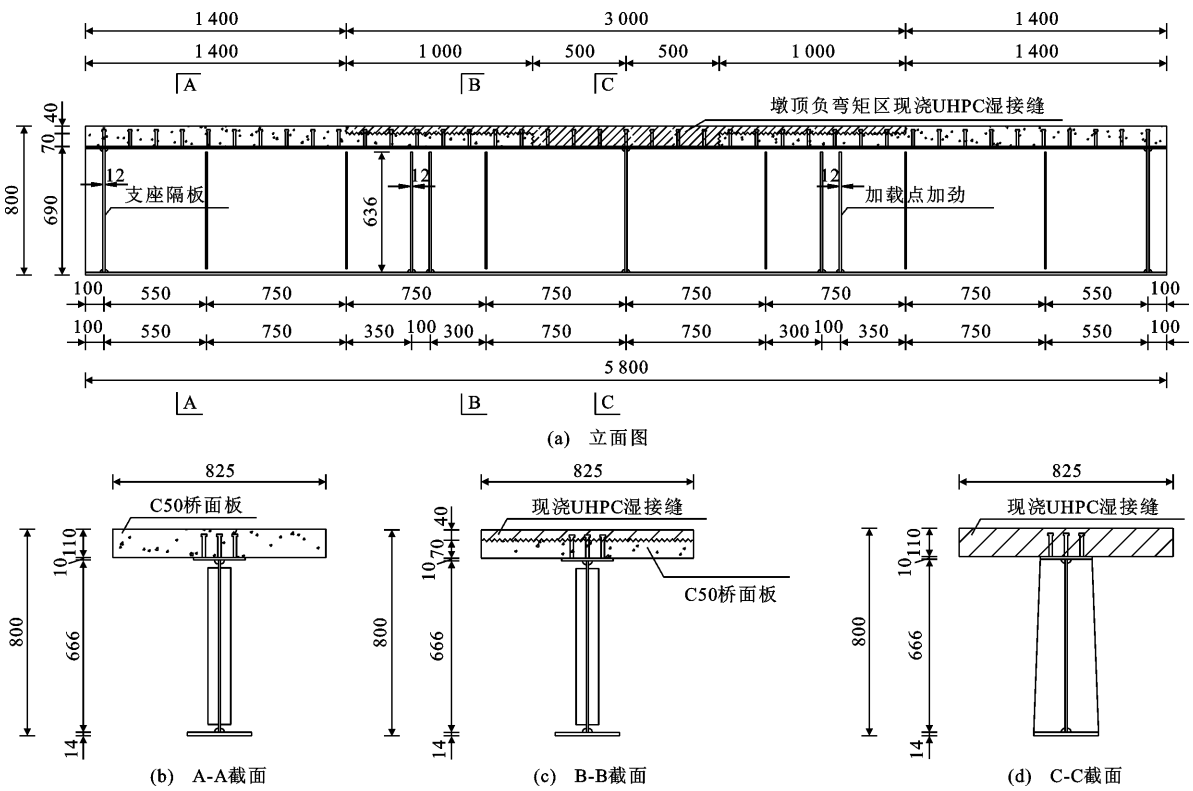


图 4 缩尺试件构造 (单位:mm)

Fig. 4 Construction of scaled specimen (unit:mm)

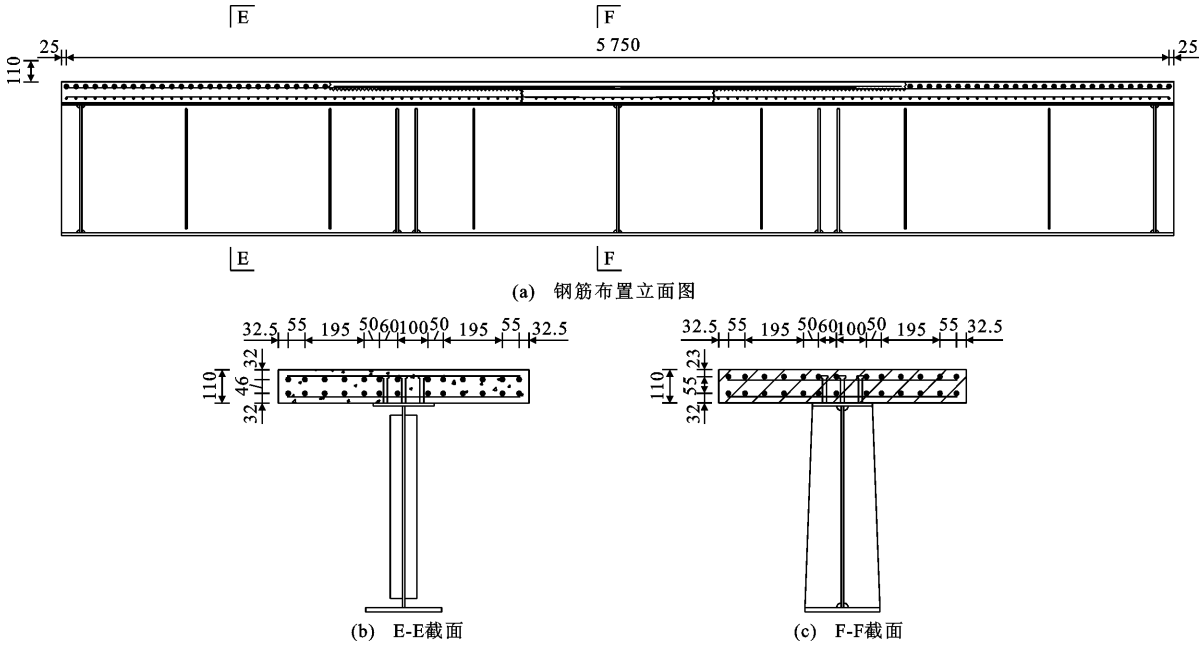


图 5 缩尺试件钢筋布置 (单位:mm)

Fig. 5 Reinforcement arrangement of scaled specimen (unit:mm)

域Ⅰ为钢-UHPC 组合截面,区域Ⅱ为钢-NC-UHPC 组合截面,区域Ⅲ为钢-NC 组合截面,区域Ⅰ与区域Ⅱ交界截面为接缝截面 1(JF1),区域Ⅱ与区域Ⅲ交界截面为接缝截面 2(JF2)。

利用 2 500 kN MTS 试验机对试件进行四点负

弯矩加载,为反映实桥裂缝的发展情况,使加载过程中接缝截面 1 与接缝截面 2 处的名义应力之比与实桥整体计算结果一致,得到加载点间距为 2.2 m。

试验过程中使用千分表采集接缝界面引伸量,以及支座位置处钢梁与混凝土之间的滑移量和跨中

表 3 缩尺试件材料性能

Table 3 Material properties of scaled specimens

材料类型	立方体抗压 强度/MPa	棱柱体抗压 强度/MPa	抗折强度/ MPa	弹性模量/ GPa
NC	48.2	44.1		34.6
UHPC	119.4	109.5	20.2	43.0

挠度,使用静态应力应变测试分析系统采集应变数据,考虑到结构纵向对称,选取 9 个典型截面测量混凝土、钢筋及钢板应变。千分表和应变片布置方案如图 6(b)、(c)所示。加载过程中,使用测量精度为 0.01 mm 的裂缝综合测试仪测量裂缝宽度。实际加载过程如图 6(d)所示。

3 试验结果

3.1 荷载-挠度曲线

试件的跨中荷载-挠度曲线如图 7 所示,曲线可分为弹性阶段、裂缝发展阶段以及破坏阶段。

弹性阶段:试件的荷载约在 600 kN 以内,该阶段内试件的荷载-挠度曲线接近线性增长。当荷载达到 390 kN 时,桥面板在 2 个接缝截面位置首先出现裂缝,但此时结构刚度未出现显著变化,钢筋应变也近似呈线性发展。

裂缝发展阶段:当荷载超过 600 kN 后,区域Ⅱ UHPC、区域Ⅰ UHPC、区域Ⅱ NC 以及区域Ⅲ NC 基体相继出现裂缝,试件进入裂缝发展阶段。基体裂缝出现后,结构刚度有少许下降,钢梁仍处于弹性阶段,裂缝发展较为缓慢。当荷载达到 1 261 kN 时,纯弯段内钢梁底板开始屈服,裂缝发展加速,结构刚度进一步下降。

破坏阶段:当荷载达到 1 700 kN 时,试件纯弯段内的钢梁底板发生屈曲破坏,破坏形式如图 8 所示。钢梁底板屈曲后,跨中挠度迅速增大,荷载有一定降低。

3.2 应变分布情况

以钢梁底板作为原点,绘制接缝区域纯弯段内钢梁底板、腹板、顶板以及上层钢筋测点应变沿梁高分布情况,如图 9 所示。可见,在弹性阶段,各截面满足平截面假定,在裂缝发展阶段,裂缝的开展会使得裂缝影响区域钢筋应变有所偏离,但整体仍近似满足平截面假定。

3.3 裂缝发展过程

试件裂缝分布如图 10 所示,其中深色区域表示 UHPC,浅色区域表示 NC,加粗线表示各区域内基体最大裂缝。当荷载达到 389.6 kN 时,JF1 截面与 JF2 截面同时出现可视裂缝;当荷载达到 612.7 kN

时,区域Ⅱ UHPC 基体出现裂缝。结构破坏时,主裂缝位于 JF2 界面,裂缝宽度达到 0.35 mm,如图 11 所示,区域Ⅱ UHPC 基体裂缝、JF1 界面裂缝宽度分别达到了 0.19、0.16 mm。

钢纤维的存在可减小裂缝处钢筋所需的传递长度从而缩短裂缝间距,由图 10 可见,UHPC 裂缝间距明显小于 NC。接缝区域中,UHPC 与 NC 具有不同的开裂特性。

图 12 给出了试件不同区域弯矩、荷载与裂缝宽度发展关系。由图 12(a)可知,JF1 与 JF2 截面最早开裂,且裂缝发展速度较快,抗裂能力较弱,试验梁基体的抗裂能力由小到大依次为区域Ⅲ、区域Ⅱ、区域Ⅰ。

由图 12(b)可知,阶梯型接缝将薄弱的 JF2 截面置于低拉应力区,有效提高了接缝界面的开裂荷载。JF2 截面裂缝出现较早,但裂缝并未立即发展,而是与区域Ⅱ UHPC 裂缝同时开始发展,并且与区域Ⅱ UHPC 裂缝宽度几乎同时到达 0.05 mm,在此之后,JF2 截面裂缝宽度发展速度稍快于区域Ⅱ UHPC。

3.4 滑移结果

试件钢梁与桥面板间荷载-滑移曲线如图 13 所示,荷载在 1 300 kN 之前,试件滑移很小且发展缓慢,随后试件滑移量迅速发展,在极限荷载下滑移量为 0.163 mm。可见,试件在加载全过程中滑移量较小,同时,第 3.2 节中截面应变分布基本满足平截面假定,因此可认为在钢梁屈曲前试件各部分能够有效协同工作。

3.5 试验结果评价

法国 UHPC 结构设计规范<sup>[21]</sup>(简称法国 UH-PC 规范)规定,在最严苛的环境条件下,配筋 UH-PC 构件裂缝宽度限值为 0.1 mm。试件接缝区域内裂缝宽度达到 0.1 mm 时桥面板顶面的名义应力和极限荷载作用下桥面板顶面的名义应力与实桥计算结果对比如表 4 所示。由于缩尺试件与实桥满足应力相似条件,因此对比结果可作为评价阶梯型接缝抗弯性能是否满足实际工程要求的依据。由表 4 可知,接缝界面的抗裂安全系数达到了 1.69,区域Ⅱ UHPC 抗裂安全系数达到了 2.2,阶梯型接缝抗弯承载力安全系数超过了 2.0。因此,采用阶梯型接缝后,组合梁负弯矩区抗裂和抗弯承载力均满足工程要求。

需要说明的是,JF2 截面名义应力换算时,为使名义应力结果偏于保守,惯性矩按区域Ⅱ截面取值。

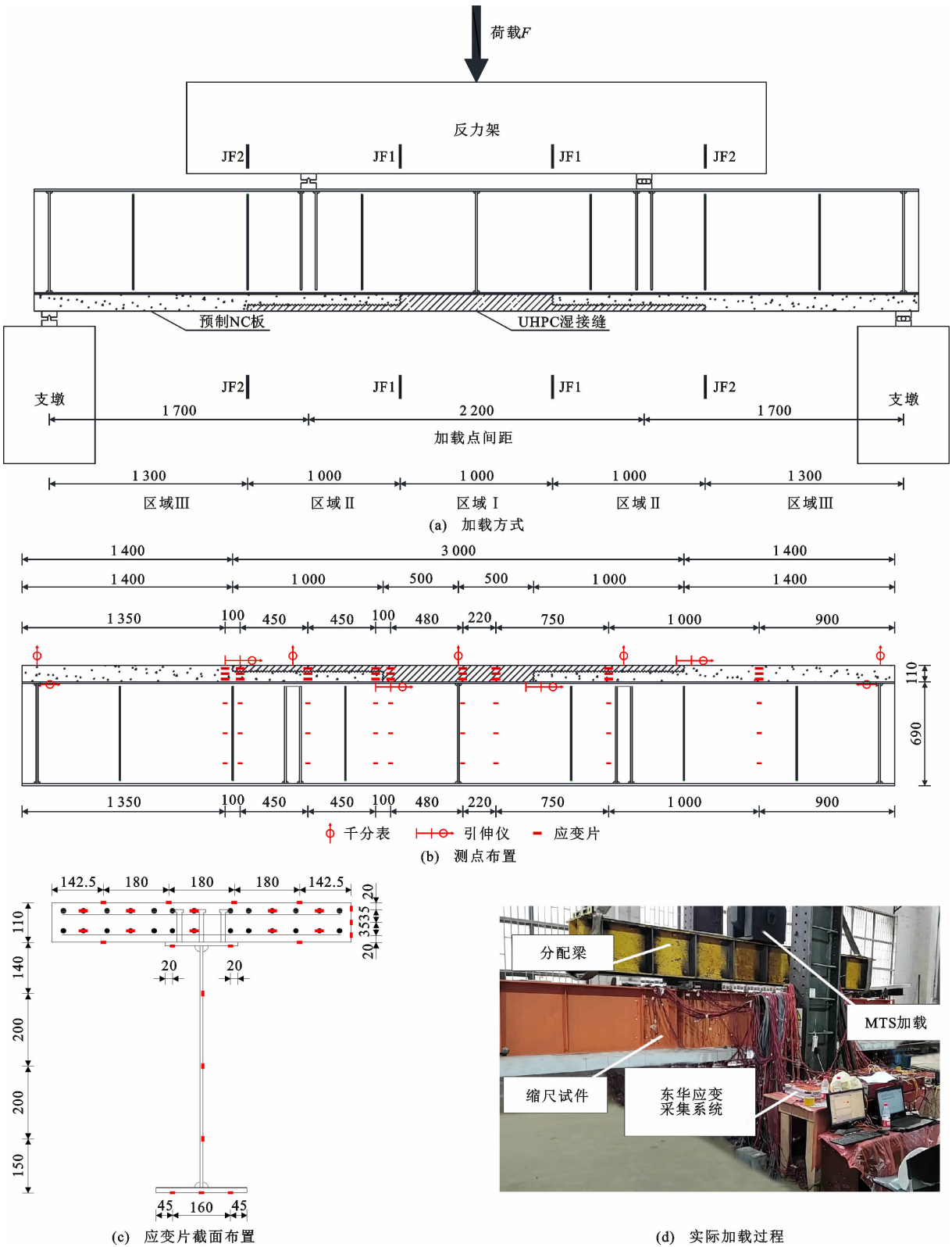


图 6 加载方式、测点布置及实际加载过程(单位:mm)

Fig. 6 Loading mode, measuring points arrangement and actual loading process (unit:mm)

4 接缝区域裂缝宽度计算方法分析

4.1 钢筋应变分析

开裂截面钢筋应变是裂缝宽度计算公式中的重

要参数,中国《公路钢混组合桥梁设计与施工规范》(JTG/T D64-01—2015)(简称组合梁规范)<sup>[24]</sup>规定,钢-混组合梁桥在频遇组合截面弯矩  $M_s$  作用下的钢筋应变按式(1)计算。



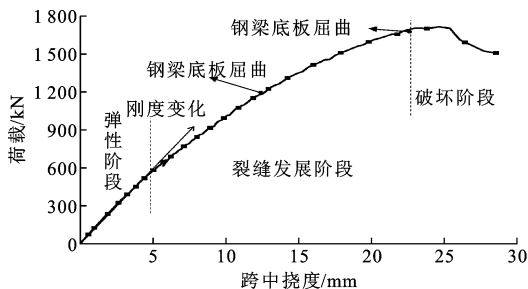


图 7 荷载-挠度曲线  
Fig. 7 Load-deflection curve



图 8 破坏模式  
Fig. 8 Failure mode

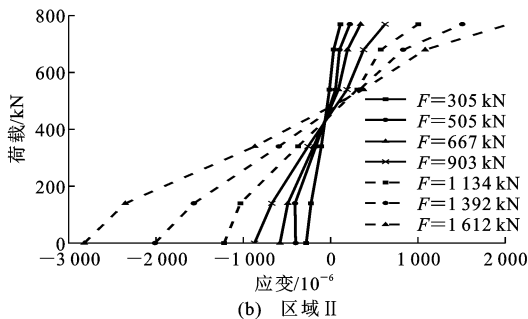
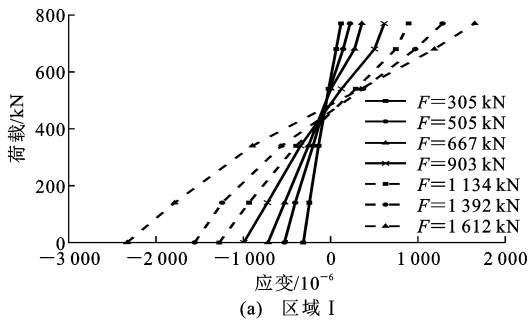


图 9 截面应变分布  
Fig. 9 Cross-section strain distribution

$$\epsilon_{ss} = \frac{M_s y_s}{E_s I_{cr}} \quad (1)$$

式中： $\epsilon_{ss}$  为开裂截面纵向受拉钢筋应力； $y_s$  为钢筋截面形心至由纵向钢筋与钢梁形成的组合截面的中性轴的距离； $E_s$  为纵向受拉钢筋弹性模量； $I_{cr}$  为开裂截面惯性矩。

普通混凝土抗拉强度较低，因此组合梁规范计算钢筋应力时不考虑混凝土的抗拉贡献，而 UHPC 内掺入了大量的钢纤维，UHPC 开裂后，由于钢纤

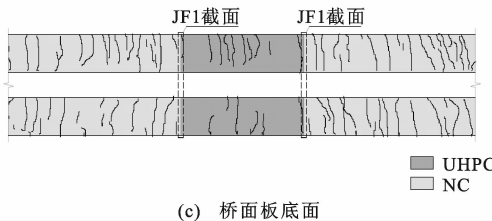
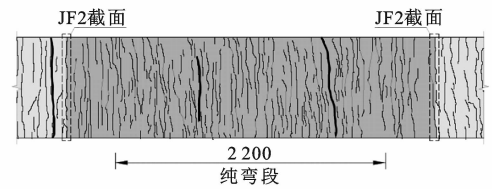
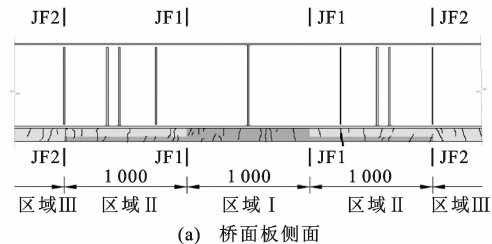


图 10 裂缝分布 (单位:mm)  
Fig. 10 Crack distribution (unit:mm)

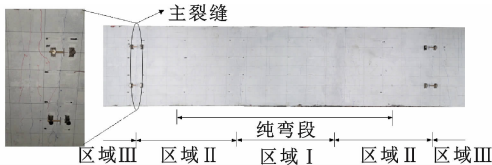


图 11 桥面板主裂缝  
Fig. 11 Main crack of bridge deck

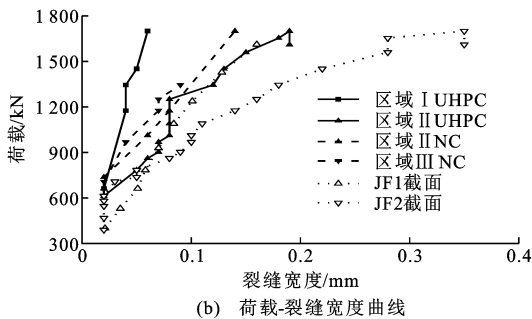
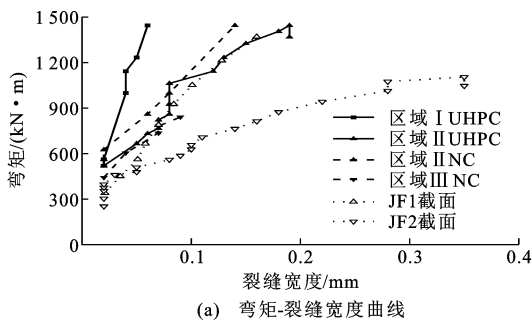


图 12 裂缝发展曲线  
Fig. 12 Crack development curve

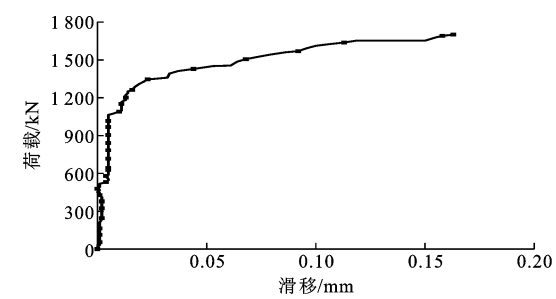


图 13 荷载-滑移曲线

Fig. 13 Load-slip curve

表 4 缩尺试件应力结果对比

Table 4 Comparison of stress results of scaled specimen

结果类型	JF2 截面		区域Ⅱ		区域Ⅰ	
	正常使用极限状态	承载能力极限状态	正常使用极限状态	承载能力极限状态	正常使用极限状态	承载能力极限状态
拉应力设计值/MPa	7.6	9.5	9.6	12.0	10.3	13.0
拉应力试验值/MPa	12.8	22.5	21.6	28.3		26.7
试验值与设计值之比	1.69	2.37	2.25	2.35		2.05

注:区域Ⅰ在破坏阶段前顶面裂缝宽度未达到 0.1 mm。

表 5 材料本构关系表达式

Table 5 Material constitutive relation expression

材料类型	本构关系表达式	参数说明
UHPC	$\sigma_t = \begin{cases} \frac{f_{ctfk}/K}{\epsilon_{el}} \epsilon_t & 0 \leq \epsilon_t \leq \epsilon_{el} \\ f_{ctfk}/K & \epsilon_{el} < \epsilon_t \leq \epsilon_{lim} \end{cases}$	$\sigma_t$ 、 $\epsilon_t$ 分别为 UHPC 的应力和应变; $K$ 为纤维取向系数,取 1.25; $f_{ctfk}$ 为抗拉强度标准值,取 7 MPa; $\epsilon_{el}$ 为弹性峰值应变; $\epsilon_{lim}$ 为极限应变,取 $6\,000 \times 10^{-6}$ 。
NC	$\sigma = (1 - d_t) E_c \epsilon$ $d_t = \begin{cases} 1 - \rho_t (1.2 - 0.2x^5) & x \leq 1 \\ 1 - \frac{\rho_t}{\alpha_t (x - 1)^{1.7} + x} & x > 1 \end{cases}$ $\rho_t = \frac{f_{t,r}}{E_c \epsilon_{t,r}}, \quad x = \frac{\epsilon}{\epsilon_{t,r}}$	$\sigma$ 、 $\epsilon$ 分别为 NC 的应力和应变; $\alpha_t$ 为混凝土单轴受拉应力-应变曲线下降段的参数值,取 0.79; $d_t$ 为混凝土单轴受拉演化参数; $\epsilon_{t,r}$ 为混凝土峰值拉应变,取 $83 \times 10^{-6}$ ; $f_{t,r}$ 为混凝土的单轴抗拉强度代表值,取 1.83 MPa。
钢筋、钢板	$\sigma_p = \begin{cases} E_s \epsilon_s & \epsilon_s \leq \epsilon_y \\ f_y + E'_s (\epsilon_s - \epsilon_y) & \epsilon_y < \epsilon_s \end{cases}$	$\sigma_p$ 、 $\epsilon_s$ 分别为钢筋或钢板的应力和应变; $E_s$ 为钢筋或钢板弹性模量,钢筋取 200 GPa,钢板取 206 GPa; $f_y$ 为钢筋或钢板屈服应力,钢筋取实测值 463 MPa,钢板取实测值 365 MPa; $\epsilon_y$ 为钢筋或钢板屈服应变; $E'_s$ 为硬化段斜率,取 $0.1 E_s$ 。

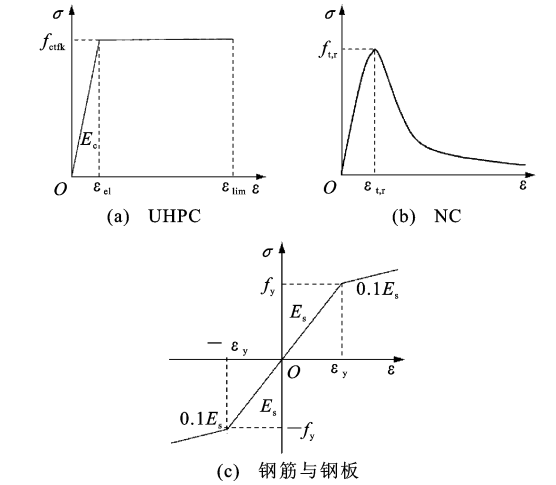


图 14 本构关系曲线

Fig. 14 Constitutive relation curve

维的桥接作用,其仍能继续承担拉力<sup>[25-26]</sup>。因此,本文组合梁钢筋应变采用考虑混凝土桥面板抗拉强度的截面非线性数值计算方法<sup>[27]</sup>,并做出以下假定:根据缩尺试验应变分布结果,平截面假定成立;UHPC 本构关系采用法国 UHPC 规范中双折线模型,UHPC 抗拉强度标准值取 7 MPa;NC 采用《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)(简称混凝土规范)<sup>[28]</sup>给出的抗拉本构关系;钢筋和钢板的本构关系参考文献<sup>[29]</sup>采用弹性-强化模型,各材料本构关系如表 5 以及图 14 所示。

试件接缝区域纯弯段内钢筋应变实测值、截面非线性数值分析计算结果(计算值)以及组合梁规范计算结果(规范值)如图 15 所示。可见,应变计算值与实测值拟合良好,可用于进一步分析。在加载前期,由于组合梁规范不考虑混凝土的抗拉贡献,规范值明显偏大,钢梁底板屈服后,试件刚度小于规范开裂截面刚度,故试验后期钢筋应变实测值和计算值有向规范值靠近的趋势。

4.2 规范裂缝宽度计算公式适用性分析

桥面板顶面裂缝是影响接缝结构耐久性的关键因素,由第 3.5 节可知,在工程中应重点关注接缝截面以及区域Ⅱ UHPC 基体的抗裂性能,可根据缩尺试件截面裂缝宽度达到 0.1 mm 时桥面板顶面的名义应力确定接缝截面的抗裂性能。区域Ⅱ由钢、NC

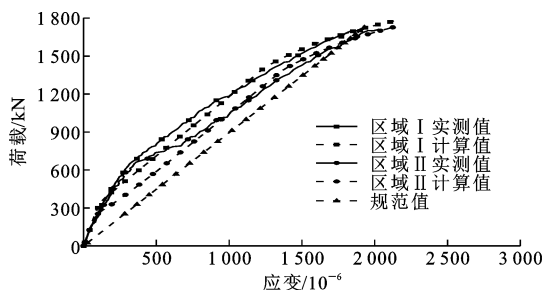


图 15 UHPC 层钢筋应变计算结果

Fig. 15 Calculation results of UHPC layer reinforcement strain

和 UHPC 三种材料共同组成,连接和受力较为复杂,因此本节根据法国 UHPC 规范、中国《公路桥涵超高性能混凝土应用技术规范(报批稿)》(简称 UHPC 行业标准)以及组合梁规范对区域 II 桥面板顶面 UHPC 裂缝宽度进行计算分析,各规范计算公式见式(2)~(4),裂缝宽度计算值与实测值对比如图 16 所示。

法国 UHPC 规范计算公式为

$$\left. \begin{aligned} \omega_s &= S_{r, \max, f} (\epsilon_{sm, f} - \epsilon_{cm, f}) \\ \omega_t &= \omega_s (h - x - x') / (d - x - x') \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

式中:  $\omega_s$  为钢筋位置处裂缝宽度;  $\omega_t$  为混凝土表面裂缝宽度;  $S_{r, \max, f}$  为裂缝间距;  $\epsilon_{sm, f}$  和  $\epsilon_{cm, f}$  分别为钢筋应变和混凝土应变;  $h$  为截面高度;  $x$  为受压区高度;  $x'$  为弹性受拉区高度;  $d$  为有效高度。

UHPC 行业规范计算公式为

$$\left. \begin{aligned} \omega_{s \max} &= \alpha_{cr} \varphi \frac{\sigma_{ss}}{E_s} (1.62c + 0.07 \frac{d'}{\rho_{te}}) \\ \varphi &= 1 - \frac{0.4(f_{tk} - f_{tk}/K_{global})}{\rho_{te} \sigma_{ss}} \\ \omega_{t \max} &= \omega_{s \max} (h - x - x') / (d - x - x') \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中:  $\omega_{s \max}$  为钢筋位置处裂缝宽度;  $\omega_{t \max}$  为混凝土表面裂缝宽度;  $\alpha_{cr}$  为受力特征系数,本文试件按轴拉构件计算,不考虑长期效应系数,取 1.8;  $\varphi$  为钢筋应变不均匀系数;  $\sigma_{ss}$  为钢筋应力;  $c$  为纵向受拉钢筋保护层厚度;  $d'$  为受拉钢筋直径;  $\rho_{te}$  为有效配筋率;  $f_{tk}$  为 UHPC 抗拉强度标准值,本文取 7 MPa;  $K_{global}$  为超高性能混凝土整体纤维取向系数,本文取 1.25。

组合梁规范计算公式为

$$W_{cr} = C_1 C_2 C_3 \frac{\sigma_{ss}}{E_s} \left( \frac{c + d'}{0.30 + 1.4 \rho_{te}} \right) \quad (4)$$

式中:  $C_1$  为钢筋表面形状系数,试验梁采用带肋钢筋,取 1.0;  $C_2$  为长期效应影响系数,本文不考虑长期效应,取 1.0;  $C_3$  为与受力性质有关的系数,试验梁桥面板按轴拉构件计算,取 1.2。

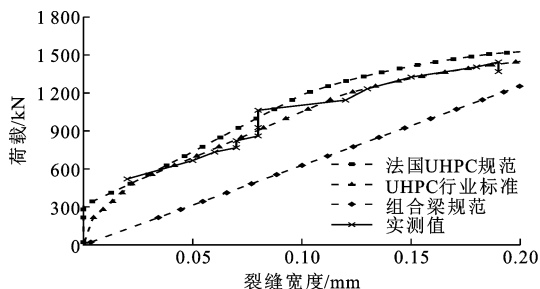


图 16 裂缝宽度计算结果

Fig. 16 Calculation results of crack width

由图 16 可知,法国 UHPC 规范以及 UHPC 行业标准对区域 II 桥面板顶面裂缝宽度拟合结果较好,而组合梁规范计算值偏大。究其原因,一方面,在计算钢筋应变时组合梁规范未考虑混凝土抗拉强度对钢筋应变的影响,导致组合梁规范对钢筋应变的计算值偏大;另一方面,组合梁规范裂缝宽度计算公式基于数理统计法,适用于 NC,而 UHPC 由于钢纤维的桥接作用,其裂缝发展特征与 NC 的裂缝宽度发展特征有较大区别。因此,建议采用 UHPC 行业标准或法国 UHPC 规范对接缝区域桥面板顶面 UHPC 裂缝宽度进行计算,计算钢筋应变时,采用考虑混凝土抗拉贡献的截面非线性方法。

## 5 结 语

(1) 阶梯型 UHPC 接缝将 UHPC 纤维不连续的薄弱截面转移至低拉应力区,有限元计算结果表明,接缝截面 1 和接缝截面 2 在外荷载作用下承受的负弯矩较墩顶分别降低 7% 和 26%。

(2) 缩尺试验结果表明阶梯型 UHPC 接缝能够与预制部分有效协同工作。结构抗弯承载力和抗裂性能均满足实际工程需求,接缝截面裂缝宽度达到 0.1 mm 时,桥面板顶面的名义应力超过 12.8 MPa,安全系数达到了 1.69,抗弯承载力安全系数超过 2.0。

(3) 试件在加载过程中可分为弹性阶段、裂缝发展阶段以及破坏阶段。结构应变在破坏前均满足平面假定,说明 UHPC 与 NC 组合良好; UHPC 与 NC 的裂缝分布特征不同, UHPC 裂缝分布较密,而 NC 裂缝分布较疏,区域 II 及接缝界面裂缝发展速度最快,钢-UHPC 截面抗裂能力强于钢-NC-UHPC 截面。结构主裂缝出现在接缝截面 2,试件破坏模式为纯弯段内钢梁底板屈曲破坏。

(4) 考虑混凝土的抗拉作用,利用截面非线性计算方法得到的截面钢筋应变计算值与实测值吻合良好,而组合梁规范计算的钢筋应变偏大。

(5)组合梁规范对接缝区域桥面板顶面裂缝宽度的计算值过于保守,宜采用 UHPC 行业标准或法国 UHPC 规范进行计算。

## 参考文献:

## References:

[1] 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.  
SHAO Xudong, HU Jianhua. The steel-UHPC lightweight composite bridge structures [M]. Beijing: China Communications Press, 2015.

[2] 蒲通. 钢-混组合梁行车道板湿接缝力学性能研究[D]. 西安:西安工业大学,2021.  
PU Tong. Research on mechanical properties of wet joint in steel and concrete composite bridge [D]. Xi'an: Xi'an Technological University, 2021.

[3] 侯文崎,罗如登,叶梅新. 钢-高配筋现浇混凝土结合梁裂缝宽度试验研究[J]. 中国铁道科学, 2001, 22(5): 54-60.  
HOU Wenqi, LUO Rudeng, YE Meixin. On crack width of steel cast-in-place concrete composite beams with high reinforcement ratio[J]. China Railway Science, 2001, 22(5): 54-60.

[4] 张林钊. 钢-混凝土组合箱梁桥面板的组合施工技术研究[D]. 重庆:重庆交通大学,2015.  
ZHANG Linzhao. Study on construction technology of panel concrete deck steel-concrete composite box girder bridge [D]. Chongqing: Chongqing Jiaotong University, 2015.

[5] 苏庆田,邹迪升,张龙伟,等. 后结合预应力组合梁桥的混凝土预应力实效测试与分析[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2021, 49(8): 1061-1069, 1058.  
SU Qingtian, ZOU Disheng, ZHANG Longwei, et al. Field test and effect analysis of concrete prestress for the post-combined prestressing composite girder bridge[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2021, 49(8): 1061-1069, 1058.

[6] 聂建国,陶慕轩,聂鑫,等. 抗拔不抗剪连接新技术及其应用[J]. 土木工程学报, 2015, 48(4): 7-14, 58.  
NIE Jianguo, TAO Muxuan, NIE Xin, et al. New technique and application of uplift-restricted and slip-permitted connection[J]. China Civil Engineering Journal, 2015, 48(4): 7-14, 58.

[7] RICHARD P, CHEYREZY M. Composition of reactive powder concretes[J]. Cement and Concrete Research, 1995, 25(7): 1501-1511.

[8] BRUHWILER E. Improving safety and durability of civil structures [C]//IBRAHIMBEGOVIC A, ZLA-

TAR M. Damage Assessment and Reconstruction after War or Natural Disaster. Dordrecht: Springer, 2009: 63-93.

[9] CHARRON J P, DENARIE E, BRUHWILER E. Transport properties of water and glycol in an ultra high performance fiber reinforced concrete (UHP-FRC) under high tensile deformation[J]. Cement and Concrete Research, 2008, 38(5): 689-698.

[10] GRAYBEAL B, TANESI J. Durability of an ultra-high-performance concrete[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2007, 19(10): 848-854.

[11] GRAYBEAL B A. Compression testing of ultra-high-performance concrete[J]. Advances in Civil Engineering Materials, 2015, 4(2): 102-112.

[12] GRAYBEAL B A. Tensile mechanical response of ultra-high-performance concrete[J]. Advances in Civil Engineering Materials, 2015, 4(2): 62-74.

[13] CARBONELL MUNOZ M A, HARRIS D K, AHLBORN T M, et al. Bond performance between ultra-high-performance concrete and normal-strength concrete[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2014, 26(8): 839-844.

[14] TAYEH B A, ABU BAKAR B H, MEGAT JOHARI M A. Characterization of the interfacial bond between old concrete substrate and ultra high performance fiber concrete repair composite[J]. Materials and Structures, 2013, 46(5): 743-753.

[15] ARAFA A, FARGHALY A S, AHMED E A, et al. Laboratory testing of GFRP-RC panels with UHP-FRC joints of the Nipigon river cable-stayed bridge in northwest Ontario, Canada[J]. Journal of Bridge Engineering, 2016, 21(11): 5016006.

[16] HUSSEIN H H, SARGAND S M, STEINBERG E P. Shape optimization of UHPC shear keys for precast, prestressed, adjacent box-girder bridges[J]. Journal of Bridge Engineering, 2018, 23(4): 4018009.

[17] 霍书亚. 装配式 NC-UHPC 湿接缝轴拉性能研究[D]. 长沙:湖南大学,2019.  
HUO Shuya. The research on shaft pull performance of assembled NC components with UHPC wet joints [D]. Changsha: Hunan University, 2019.

[18] 邓舒文. 全预制钢-UHPC 轻型组合桥梁设计方法研究[D]. 长沙:湖南大学,2020.  
DENG Shuwen. Design method of fully precast steel-ultra high performance concrete lightweight composite bridge [D]. Changsha: Hunan University, 2020.

[19] 邵旭东,胡伟业,邱明红,等. 组合梁负弯矩区 UHPC 接缝抗弯性能试验[J]. 中国公路学报, 2021, 34(8):

- 246-260.
- SHAO Xudong, HU Weiye, QIU Minghong, et al. Experiment on flexural behavior of UHPC joint in negative moment area of composite bridges [J]. China Journal of Highway and Transport, 2021, 34(8): 246-260.
- [20] 罗 兵, 马 冰. 钢-UHPC-NC 组合梁负弯矩区受力性能试验研究[J]. 桥梁建设, 2021, 51(1): 58-65.
- LUO Bing, MA Bing. Experimental study of fatigue performance of steel-UHPC-NC composite beam in negative moment zone[J]. Bridge Construction, 2021, 51(1): 58-65.
- [21] Design of concrete structures: specific rules for ultra-high performance fibre-reinforced concrete (UHP-FRC): NF P 18-710[S]. Paris: AFNOR, 2016.
- [22] 普通混凝土力学性能试验方法标准: GB/T 50081—2002[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.
- Standard for test method of mechanical properties on ordinary concrete: GB/T 50081—2002 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2003.
- [23] 活性粉末混凝土: GB/T 31387—2015[S]. 北京: 中国标准出版社, 2015.
- Reactive powder concrete: GB/T 31387—2015 [S]. Beijing: Standards Press of China, 2015.
- [24] 公路钢混组合桥梁设计与施工规范: JTG/T D64-01—2015[S]. 北京: 人民交通出版社, 2016.
- Specifications for design and construction of highway steel. concrete composite bridge: JTG/T D64-01—2015[S]. Beijing: China Communications Press, 2016.
- [25] 邱明红, 邵旭东, 胡伟业, 等. 钢筋 UHPC 矩形截面受弯构件的钢筋应力简化计算[J]. 中国公路学报, 2021, 34(8): 106-117.
- QIU Minghong, SHAO Xudong, HU Weiye, et al. Simplified calculation of reinforcement stress in reinforced UHPC bending members with rectangular sections[J]. China Journal of Highway and Transport, 2021, 34(8): 106-117.
- [26] 张 哲, 邵旭东, 李文光, 等. 超高性能混凝土轴拉性能试验[J]. 中国公路学报, 2015, 28(8): 50-58.
- ZHANG Zhe, SHAO Xudong, LI Wenguang, et al. Axial tensile behavior test of ultra high performance concrete[J]. China Journal of Highway and Transport, 2015, 28(8): 50-58.
- [27] 何 政, 欧进萍. 钢筋混凝土结构非线性分析[M]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学出版社, 2007.
- HE Zheng, OU Jinping. Nonlinear analysis of reinforced concrete structure[M]. Harbin: Harbin Institute of Technology Press, 2007.
- [28] 混凝土结构设计规范: GB 50010—2010[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
- Code for design of concrete structures: GB 50010—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011.
- [29] RAZAQPUR A G, NOFAL M. Analytical modeling of nonlinear behavior of composite bridges[J]. Journal of Structural Engineering, 1990, 116(6): 1715-1733.