

# 钢板-UHPC组合梁抗弯性能试验及有限元分析

黄贇<sup>1,2</sup>, 赵华<sup>1\*</sup>, 涂磊<sup>1</sup>

(1. 湖南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410082; 2. 中铁大桥勘测设计院集团有限公司, 湖北 武汉 430056)

**摘要:** 为了研究钢板-UHPC组合梁的抗弯性能, 首先开展1根钢板-UHPC组合梁抗弯性能静力试验; 然后利用Abaqus有限元软件对试件静力加载全过程进行仿真计算, 采用不同方式模拟组合梁中的栓钉, 选定最恰当模型; 最后基于校准的有限元模型, 对钢板-UHPC组合梁进行参数分析, 主要参数包括: UHPC抗压强度、钢板强度、栓钉间距及布置方式。研究结果表明: 有限元仿真分析中, 采用面面接触的有限元模型, 其仿真分析结果与实测值总体上吻合良好, 能够较好地反映钢板-UHPC组合梁中挠度、应变以及滑移变化规律, 可作为后续钢板-UHPC组合梁有限元仿真分析的参考; 各参数对钢板-UHPC组合梁极限承载能力的影响大小为: 钢板强度>UHPC抗压强度>栓钉间距; 在结构设计中应当重视剪弯段栓钉的选择与布置, 而纯弯段栓钉可以进行相对弱化处理。

**关键词:** 钢板-UHPC组合梁; 抗弯性能; 有限元模拟; 参数分析

**中图分类号:** U441

**文献标志码:** A

## 0 引言

钢板-混凝土组合结构是将钢板布置在混凝土表面, 采用剪力连接件使得钢板与混凝土结合为整体, 从而达到共同受力, 协同变形的目的, 其中钢板既可以替代受力钢筋, 避免了因截面钢筋密集造成施工困难的问题, 又能作为施工阶段的模板, 方便施工且无需拆除, 而且当结构承担的荷载需要增加时, 可以在原来钢板-混凝土组合结构的底部钢板下补焊钢板, 进而提高结构的承载能力<sup>[1]</sup>。

相较于普通混凝土, 超高性能混凝土(Ultra-High Performance Concrete, UHPC)的抗拉强度约为其4倍, 力学性能更加优异<sup>[2]</sup>。若钢板-普通混凝土梁中的普通混凝土被替换为UHPC, 构成钢板-UHPC组合梁, 将使结构抗裂性能进一步提高, 同时大大减轻结构自重, 扩大结构应用范围。

迄今为止, 众多学者对于钢板-混凝土组合梁进行了相关研究。Yan等<sup>[3]</sup>对9根采用C型连接件的UHPC双钢板夹芯梁进行了抗弯试验研究, 探究了

钢板厚度和C型连接件间距对结构承载能力的影响, 并提出了相应的计算公式; 聂建国等<sup>[1]</sup>完成了8根钢板-混凝土组合梁的静力试验, 主要分析了其破坏形态以及裂缝发展规律, 并对钢板-混凝土组合梁的承载力完成了理论计算推导; 王连广等<sup>[4]</sup>进行了6根钢板-火山渣混凝土组合梁的试验, 对其极限抗弯强度、挠度和抗裂性能进行了研究分析, 并提出了合理的计算公式; 邵旭东等<sup>[5]</sup>对40块钢-UHPC组合板的抗弯性能进行了试验研究, 分析了UHPC裂缝发展规律, 并提出了适用于该结构的裂缝宽度计算公式。

综上所述, UHPC的高强度及高韧性使得钢板-UHPC组合结构的构造形式与受力模式不同于传统的钢-混凝土组合结构, 导致现有钢-混凝土组合结构、普通混凝土组合式受弯构件的承载机理与计算方法难以直接应用于钢板-UHPC组合式受弯构件。针对上述不足, 本文采用模型试验以及有限元仿真分析相结合的方法, 对钢板-UHPC组合梁的抗弯性能进行探究。

收稿日期: 2021-10-19(修改稿)

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(编号: 51978256)

作者简介: 黄贇, 男, 硕士研究生. E-mail: 894233648@qq.com

\*通信作者: 赵华, 男, 博士, 教授. E-mail: zhaohua@hnu.edu.cn

## 1 模型试验

### 1.1 试验方案

为探究钢板-UHPC组合梁的抗弯性能,对1根钢板-UHPC组合梁的抗弯试验进行详细分析。试件总长为3 200 mm,净跨为3 000 mm,宽为150 mm,总高为362 mm,其中钢板厚度为12 mm,UHPC高350 mm。结构中栓钉采用横向双排的布置方式,横向间距为55 mm,直径为13 mm,焊后高度为55 mm,纵向间距为160 mm。试件详细构造如图1所示,图中N1、N2、N3、N4钢筋直径分别为10 mm、6 mm、8 mm、8 mm。为避免试件在加载过程中产生倾覆,确保试验安全进行,故在试件两端进行加厚处理。

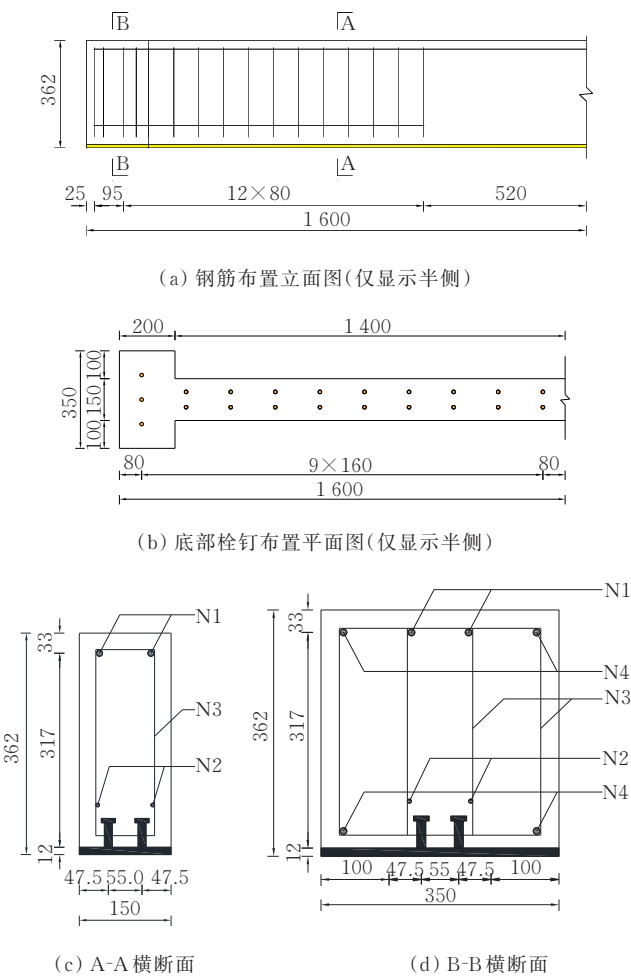


图1 钢板-UHPC组合梁构造图(单位:mm)

### 1.2 材料性能试验

试验采用的UHPC材料中钢纤维采用平直形纤维,长度约13 mm,直径为0.2 mm,其体积占总原材

料的2%左右。浇筑UHPC试件时制作了100 mm×100 mm×100 mm立方体试块和100 mm×100 mm×400 mm棱柱体试块,并与试件采用相同的养护方式。在正式试验开始前,完成UHPC材料力学性能相关试验,获得其抗压、抗折强度分别为170 MPa、25.3 MPa,弹性模量为46.2 MPa。同时,根据UHPC抗弯试验结果,参考文献[6]中的换算方式,计算得到UHPC的弹性抗拉极限强度为7.2 MPa。

对钢筋、钢板进行拉伸试验,试验结果见表1。

表1 钢筋和钢板基本力学性能

钢板厚度/mm	钢筋直径/mm	屈服强度/MPa	极限强度/MPa
12		374.2	521.0
	6	270.2	310.5
	8	274.8	310.5
	10	275.0	310.5

### 1.3 试验加载方案

试件采用两点对称加载方式,纯弯段长1 000 mm,其边界条件为一端固定铰支座,一端活动铰支座,试验加载方案如图2所示。试验过程中主要测量:跨中及两端挠度、两端钢板与UHPC之间的相对滑移值、纯弯段UHPC顶部及侧面应变、纯弯段底部钢板纵向应变。

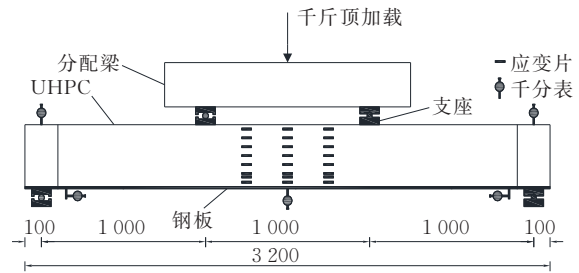


图2 试验加载方案(单位:mm)

### 1.4 试验现象

试验初期,荷载与梁体跨中挠度呈线性增加,试件处于弹性阶段,梁体表面未观察到明显裂缝。当加载至65 kN时,试件出现两条初始裂缝,分别位于两个加载点的梁底附近,且其中一条裂缝距离梁底30~40 mm,裂缝宽度为0.02 mm,如图3所示。随着荷载的持续增加,试件纯弯段产生越来越多的细微竖向裂缝,裂缝产生位置包括梁底或距离梁底一定距离两种情况,但是裂缝主要分布于试件栓钉所在

截面附近,同时已有的裂缝向上延伸,且裂缝宽度增加均不明显。当荷载达到205 kN时,在南加载点往跨中100 mm处的梁底,裂缝宽度达到0.05 mm。当荷载达到600 kN时,试件纯弯段内裂缝数量基本不变,可明显听到钢纤维拔出的“噼啪”声,裂缝宽度最大为0.18 mm,最大裂缝位置与前面相同。当荷载达到740 kN时,试验荷载无法继续增加,而跨中挠度仍在增大,此时梁体主裂缝向梁顶迅速扩展,裂缝宽度也快速增大,荷载持续几秒后,梁顶UHPC局部区域出现压溃现象,并伴随着碎渣溅出,如图4所示。随后试验荷载降低,挠度快速增大,停止加载,试验结束。在试件卸载过程中,梁体回弹现象明显,说明梁体仍具备一定承载能力。

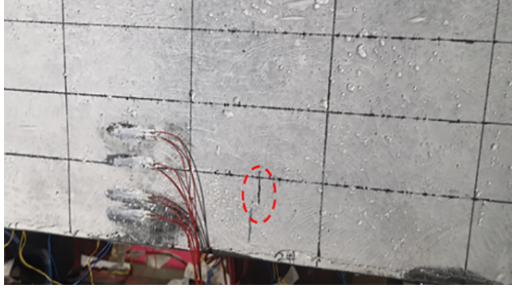


图3 初始裂缝形态图



图4 试验梁破坏情况

## 2 有限元分析

为了研究钢板-UHPC组合梁静力加载全过程,采用Abaqus有限元软件对试件进行非线性仿真分析。

### 2.1 单元类型

有限元模型中,普通钢筋采用桁架单元(T3D2)来模拟,其余部分(UHPC、钢板、栓钉)均采用实体单元(C3D8R)来模拟。

### 2.2 本构关系

#### 2.2.1 UHPC本构关系

选择Abaqus软件中混凝土塑性损伤模型来模拟UHPC材料<sup>[7]</sup>,该模型在一定程度上能够考虑二维拉-

压软化效应,使模型更加符合实际受力状态。相关参数取值为:剪切角为36°,偏心率为0.1,双轴与单轴抗压强度比值为1.16,  $K_c$  值为0.666 7,黏性系数为0.000 5<sup>[8]</sup>。

UHPC受拉本构采用双线性应力-应变关系<sup>[9]</sup>,如式(1)所示:

$$\sigma(\epsilon) = \begin{cases} \frac{f_{ct}}{\epsilon_{ca}} \epsilon & 0 < \epsilon \leq \epsilon_{ca} \\ f_{ct} & \epsilon_{ca} < \epsilon \leq \epsilon_{pc} \end{cases} \quad (1)$$

式中: $f_{ct}$ 为应变硬化阶段平均应力,即抗拉强度; $\epsilon_{ca}$ 为弹性阶段峰值应变,取 $200 \times 10^{-6}$ ;  $\epsilon_{pc}$ 为极限拉应变,取 $2000 \times 10^{-6}$ 。

UHPC受压本构采用文献[10]中推荐的应力-应变关系,如式(2)所示:

$$\sigma_c = \begin{cases} f_c [a\xi + (6-5a)\xi^5 + (4a-5)\xi^6] & 0 < \epsilon < \epsilon_0 \\ f_c \frac{\xi}{2.41(\xi-1)^2 + \xi} & \epsilon_0 \leq \epsilon \end{cases} \quad (2)$$

式中: $f_c$ 为圆柱体抗压强度; $\xi$ 为应变比,  $\xi = \epsilon/\epsilon_0$ ,  $\epsilon_0$ 为受压峰值应变,取 $3500 \times 10^{-6}$ ;  $a$ 为切线模量与峰值割线模量的比值。

#### 2.2.2 钢板本构关系

钢板的拉、压本构关系可采用三折线模型,使其与钢板实际应力-应变关系更加符合,如式(3)所示:

$$\sigma_s = \begin{cases} E_s \epsilon_s & 0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_y \\ f_y & \epsilon_y \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{s,h} \\ f_y + 0.01E_s(\epsilon_s - \epsilon_{s,h}) & \epsilon_{s,h} \leq \epsilon_s \leq \epsilon_{s,u} \end{cases} \quad (3)$$

式中: $E_s$ 为钢材的弹性模量; $f_y$ 为钢材的屈服强度; $\epsilon_y$ 为屈服应变; $\epsilon_{s,h}$ 为钢材强化阶段的起点应变,取为0.025; $\epsilon_{s,u}$ 为极限应变。

#### 2.2.3 钢筋本构关系

钢筋的拉、压本构关系采用理想弹塑性模型,其应力-应变关系如式(4)所示:

$$\sigma_s = \begin{cases} \epsilon_s E_s & 0 \leq \epsilon_s \leq \epsilon_y \\ f_y & \epsilon_s > \epsilon_y \end{cases} \quad (4)$$

式中: $E_s$ 为钢筋弹性模量; $f_y$ 为钢筋的屈服强度; $\epsilon_y$ 为屈服应变。

#### 2.2.4 栓钉本构关系

根据文献[11-12]可知,栓钉的拉、压本构关系一般采用三折线模型,如式(5)所示:

$$\sigma_s = \begin{cases} E_{ss}\epsilon & \epsilon \leq \epsilon_{sy} \\ f_{sy} + 0.01E_{ss}(\epsilon - \epsilon_{sy}) & \epsilon_{sy} < \epsilon \leq \epsilon_{su} \\ 1.2f_{sy} & \epsilon > \epsilon_{su} \end{cases} \quad (5)$$

式中:  $E_{ss}$  为栓钉弹性模量, 取 206 GPa;  $f_{sy}$  为栓钉的屈服强度, 取 375 MPa;  $\epsilon_{sy}$  为屈服应变,  $\epsilon_{sy} = f_{sy}/E_{ss} = 0.00182$ ;  $\epsilon_{su}$  为极限应变,  $\epsilon_{su} = 21\epsilon_{sy} = 0.03822$ 。

### 2.3 相互作用关系

钢板-UHPC 组合梁有限元模型中钢筋可通过 embedded 命令将其嵌入 UHPC 中。栓钉与 UHPC、栓钉与钢板、钢板与 UHPC 3 种相互作用关系主要针对对组合梁中栓钉的处理, 而文献[13]对于栓钉的模拟提供了 3 种方式。为确定最佳模拟手段, 对 3 种模拟方式进行计算比较。

#### (1) 绑定约束

在钢板与 UHPC 之间的接触面设置绑定约束, 用来替代组合梁中栓钉的作用, 使二者之间不产生相对滑移。

#### (2) 嵌入单元

将实体单元模拟的栓钉直接通过 Embedded 命令嵌入 UHPC 中, 使二者耦合在一起, 共同受力。此外, 栓钉底部与钢板采用 Merge 命令进行缝合, 对于钢板其余区域与 UHPC 梁底采用面面接触方式进行模拟。

#### (3) 面面接触

在有限元模型中栓钉、钢板与 UHPC 相互接触部分, 两两建立接触对。并在接触面法向设置为“硬接触”, 切向设置为罚函数接触, 摩擦系数为 0.5<sup>[12]</sup>。

### 2.4 模拟方式比选

根据前文对于有限元模型相关参数的介绍, 结合试验梁的具体构造尺寸, 建立非线性有限元模型。其中对于组合梁中栓钉的处理方式采用上节中介绍的 3 种模拟方法, 分别建立 3 种模型: 模型 1(绑定约束)、模型 2(嵌入约束)、模型 3(面面接触)。然后对 3 种模拟方式的计算结果与实测值进行比较。

#### 2.4.1 荷载-挠度曲线

实测荷载-挠度曲线与有限元计算结果对比如图 5 所示。

由图 5 可知: ① 模型 1、模型 3 的计算结果与实测曲线变化规律一致, 总体上吻合较好, 极限荷载与实际值的误差分别为 3.4%、2.9%。在相同位移情况下, 模型 1 对应的荷载较大, 可能是由于模型 1 采用绑定约束, 钢板与 UHPC 之间变形一致, 不产生相对

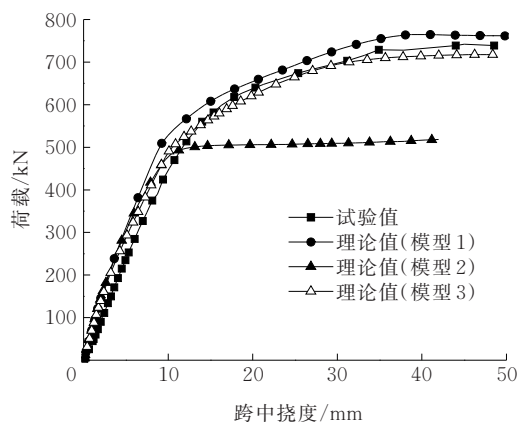


图 5 荷载-挠度曲线理论值与试验值比较

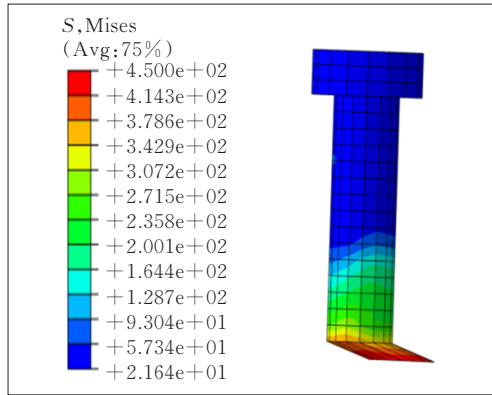
滑移, 使模型 1 得到的组合梁刚度比模型 3(采用面面接触方式)的大。同时, 试验梁在加载过程中钢板与 UHPC 界面会产生相对滑移, 从而导致结构刚度的降低, 因此模型 1 的刚度比试验梁的刚度大; ② 模型 2 中当达到屈服荷载时, 荷载-挠度曲线迅速进入水平阶段, 与实测曲线变化规律相差较大, 且极限荷载差异非常大。可能原因是模型 2 中栓钉无法实现钢板与 UHPC 之间力的传递作用, 导致结构进入屈服阶段后, 滑移量大大增加, 进而大幅度减小了组合梁的刚度, 降低了结构的极限荷载。为验证此解释的正确性, 可以将模型 2 和模型 3 中剪弯段栓钉在极限荷载时的应力状态进行比较, 如图 6 所示。

从图 6 可以明显看出: 模型 2 与模型 3 的栓钉在应力分布以及变形特点方面均有较大差异。在极限荷载情况下, 模型 2 的栓钉仅在根部出现较大应力, 而钉帽以及钉杆中部区域应力水平与根部应力相差了一个数量级, 说明模型 2 中栓钉仅根部区域实现了抗剪效果; 而模型 3 中栓钉根部和钉杆中部区域都存在较大的应力, 说明模型 3 中栓钉整体处于抗剪状态。就变形特点而言, 模型 2 中的栓钉变形也仅发生在根部靠近钢板的一层单元中, 变形是不连续的; 而模型 3 中栓钉下部区域具有明显的弯曲变形。由文献[14]研究成果可知: 在组合结构中, 栓钉上部与中部区域受到混凝土的约束, 其由滑移导致的变形量很小, 而栓钉下部区域会出现较大的滑移变形。由此可以得出, 模型 2 中显示的栓钉变形特点与实际不相符, 而模型 3 中显示的栓钉变形特点符合上述研究结论。

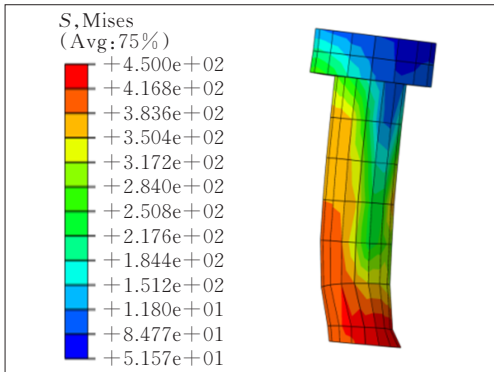
#### 2.4.2 荷载-应变曲线

提取有限元模型跨中底部钢板以及顶部 UHPC 的纵向应变, 并与实测结果进行比较, 如图 7 所示。



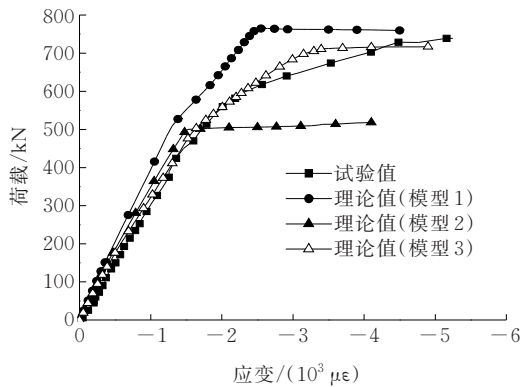


(a) 模型2

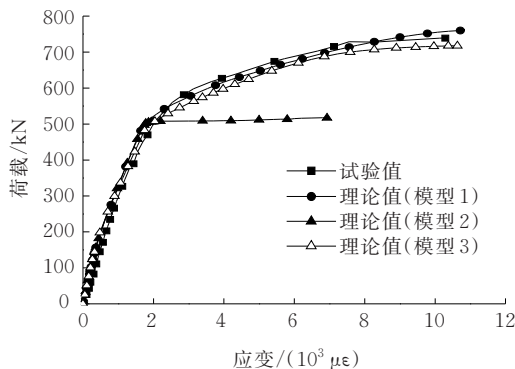


(b) 模型3

图6 极限荷载时剪弯段栓钉应力分布情况(单位:MPa)



(a) 顶部 UHPC



(b) 底部钢板

图7 荷载-应变曲线理论值与试验值比较

从图7(a)可以看出:模型1与模型2得到的UHPC荷载-应变曲线,部分区域结果与实测结果差异很大。可能是因为模型1采用了绑定约束,从而提高了结构刚度,导致在相同荷载情况下,模型1得到的应变值比相应实测结果小。而且由于模型1中钢板与UHPC之间不产生相对滑移,因而结构刚度不会因此减小,导致模型1的荷载-应变曲线进入屈服阶段前其斜率变化较小。对于模型2得到的UHPC荷载-应变曲线,由于上节中提到的栓钉模拟方式错误,导致曲线在进入屈服阶段后,直接进入水平阶段。同理,对于模型3得到的UHPC荷载-应变曲线,其部分区域结果有所差异。造成差异的可能原因是模型中UHPC的本构关系与实际材料有一定的差别,以及栓钉的接触模拟方式与实际状态具有一定差异。综合考虑,模型3得到的荷载-应变曲线总体趋势与实测曲线吻合较好,能够反映组合梁中其顶部UHPC的荷载-应变发展情况。

此外,从图7(b)可以明显看出:模型1与模型3底部钢板对应的荷载-应变曲线与实测结果变化趋势一致,总体上吻合较好。而模型2得到的荷载-应变曲线由于栓钉的模拟方式错误,导致屈服阶段后,曲线变化形式与实测结果差异很大。

### 2.4.3 荷载-滑移曲线

实测荷载-滑移曲线与有限元结果对比如图8所示。

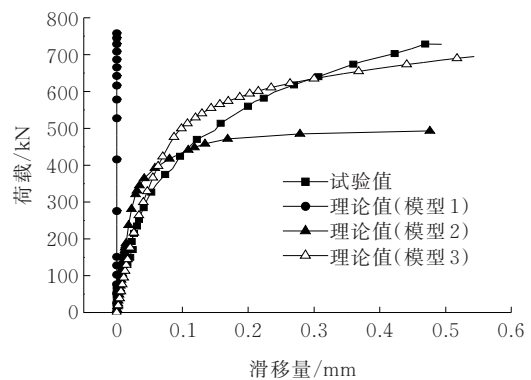


图8 荷载-滑移曲线理论值与试验值比较

从图8可以看出:模型1的荷载-滑移曲线为直线,这是因为模型1中钢板与UHPC采用绑定接触方式,使得二者之间不会发生相对滑动,因此在整个计算过程中滑移值为零;模型2中荷载-滑移曲线与实测曲线差异较大,可能原因是栓钉模拟方式的错误,导致组合梁进入屈服阶段后,栓钉无法提供钢板与

UHPC 之间的连接作用,使滑移量大大增加;模型 3 中荷载-滑移曲线与实测曲线部分区域有所差别,这是因为模型中面面接触的参数来源于现有文献,与实际情况存在一定差异,但曲线总体上与试验结果吻合良好,基本能够反映组合梁端部滑移随荷载的变化情况。

综合比较 3 种模型中各种计算曲线的结果可知:模型 3(采用面面接触方式)能够更好地反映钢板-UHPC 组合梁中挠度、应变以及滑移变化规律,可作为后续钢板-UHPC 组合梁有限元仿真分析的参考。

### 3 参数分析

受限于时间和经济成本,模型试验难以对各影响因素考虑周全,而有限元仿真分析正好可以弥补此劣势。因此,基于上文已校准的有限元模型,改变模型其他参数,进一步了解不同参数对于钢板-UHPC 组合梁抗弯性能的影响规律,从而对于钢板-UHPC 组合梁的设计应用提供指导意见。考虑的影响参数包括:UHPC 抗压强度、钢板强度、栓钉间距及布置方式。

#### 3.1 UHPC 抗压强度

改变有限元模型中 UHPC 的强度等级,而模型其余参数与模型 3 取值一样。模型中 UHPC 强度等级为 120~200 MPa,每间隔 10 MPa 取值一次。对于不同强度等级的 UHPC 材料,其受压应力-应变关系曲线可根据自身强度等级以及本构公式(2)进行计算更新。而对于 UHPC 材料的受拉应力-应变关系曲线则假设与试验梁抗拉本构一致。计算结果如图 9 所示。

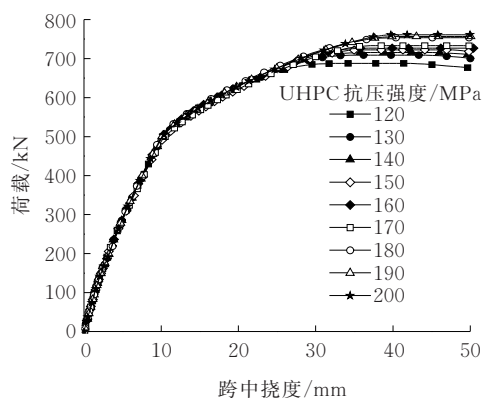


图9 UHPC 抗压强度对荷载-挠度曲线的影响

从图 9 可知:提高 UHPC 的抗压强度,组合梁的抗弯承载能力有所提高。当 UHPC 强度由 120 MPa 提升至 200 MPa 时,组合梁的抗弯承载能力仅增大了 10.6%,提升幅度有限,说明 UHPC 抗压强度不是影响钢板-UHPC 组合梁抗弯承载能力的主要因素。原因可能是,为了充分发挥 UHPC 的抗压性能,需要高强度钢与之匹配、共同工作。而提升 UHPC 的抗压强度,钢板的强度没有相应提升,则钢板将早于 UHPC 进入屈服阶段,此时 UHPC 未达到其抗压强度,抗压性能无法充分发挥出来。

#### 3.2 钢板强度

将钢板强度作为参数进行有限元模拟计算分析,模型其余参数与模型 3 取值一样。文献[15]规定组合梁结构中宜采用的钢材等级为:Q235、Q345、Q390、Q420。模型计算中钢板强度采用上述 4 种等级,对于不同强度的钢材,其材料本构曲线需根据自身强度等级和公式(3)进行计算更新。计算结果如图 10 所示。

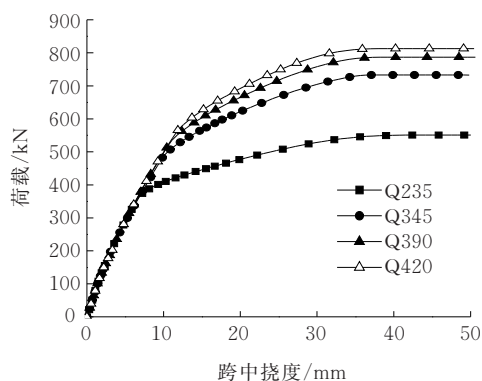


图10 钢板强度对荷载-挠度曲线的影响

从图 10 可以看出:各曲线变化规律一致,并且随着钢板强度等级的提高,组合梁的抗弯承载能力也相应增大。当钢板强度由 Q235 提升至 Q420 时,组合梁的抗弯承载能力增大了 47.3%,其中当钢板由 Q235 提升至 Q345 时,提高幅度最为明显,说明提升钢板强度能够显著提高钢板-UHPC 组合梁的抗弯承载能力。由于 UHPC 的抗压强度较大,钢板强度的提升能够更加充分地利用 UHPC 的抗压性能。

#### 3.3 栓钉间距及布置方式

为了研究栓钉间距对于钢板-UHPC 组合梁抗弯性能的影响,共考虑 3 种栓钉间距情况,即 100 mm、

160 mm、200 mm,模型其余参数与模型3取值相同。此外,在钢板-UHPC组合梁抗弯试验中,栓钉按照所处的受力区段不同,可以分为纯弯段栓钉、剪弯段栓钉,依次去除纯弯段、剪弯段栓钉后进行模拟分析,进而研究不同受力区段栓钉对于组合梁抗弯性能的影响。计算结果如图11、12所示。

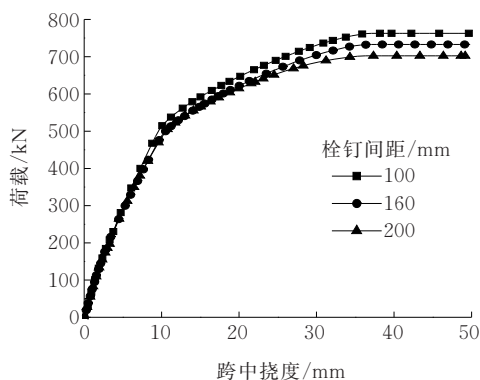


图11 栓钉间距对荷载-挠度曲线的影响

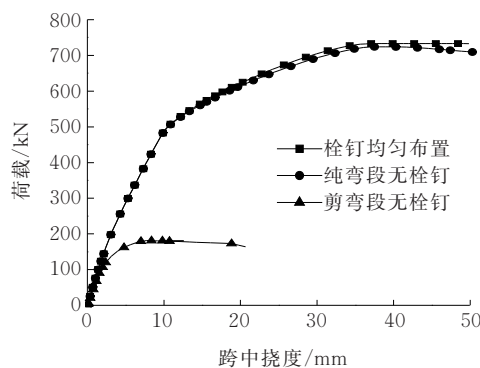


图12 栓钉布置方式对荷载-挠度曲线的影响

图11表明:减小栓钉间距,结构承载能力也有一定程度的提高。当栓钉间距从200 mm降低至100 mm时,组合梁抗弯承载能力增大了8.7%。同时荷载相同时,栓钉间距越小,组合梁挠度也越小,说明减小栓钉间距也能略微提升结构刚度。原因可能是,减小栓钉间距增大了钢板与UHPC之间的连接作用,从而限制界面滑移,进而提高了组合梁的刚度。

图12表明:去除纯弯段栓钉对计算结果影响不大,而去除剪弯段栓钉大幅度降低了结构承载能力。说明对于组合梁中钢板与UHPC之间的连接作用,主要取决于剪弯段栓钉,而纯弯段栓钉的贡献十分有限。因此,在结构设计中应当注意剪弯段栓钉的选择与布置,而纯弯段栓钉可以进行相对弱

化处理。

## 4 结论

(1) 钢板-UHPC组合梁的第一条裂缝不是从梁底开始扩展,而在距离梁底30~40 mm处产生。这是因为组合梁中底部钢板对于底部UHPC具有约束作用,限制其变形,从而影响了裂缝产生位置。

(2) 在有限元仿真分析中,对于组合梁栓钉的模拟采用了3种方式:绑定约束、嵌入约束、面面接触。将3种不同有限元模型的仿真分析结果与实测值进行对比。结果表明:采用面面接触的有限元模型,其仿真分析结果与实测值总体上吻合良好,能够较好地反映钢板-UHPC组合梁中挠度、应变以及滑移变化规律。因此,对钢板-UHPC组合梁进行有限元仿真分析时,建议采用面面接触的方式模拟栓钉与周围UHPC之间的相互作用关系。

(3) 各参数对钢板-UHPC组合梁极限承载能力的影响大小为:钢板强度>UHPC抗压强度>栓钉间距。若实际工程中需要大幅度提升组合梁承载力时,应首先考虑提高钢板强度。此外,提高UHPC抗压强度以及减小栓钉间距也能对结构承载力有所影响,但是影响程度有限。

(4) 对于组合梁中钢板与UHPC之间的连接作用,主要取决于剪弯段栓钉,而纯弯段栓钉的贡献十分有限。因此,在结构设计中应当重视剪弯段栓钉的选择与布置,而纯弯段栓钉可以进行相对弱化

## 参考文献:

- [1] 聂建国,赵洁. 钢板-混凝土组合简支梁的试验研究[J]. 土木工程学报, 2008, 41(12): 28-34.
- [2] 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, 37(6): 99-105.
- [3] YAN J B, GUAN H, WANG T. Steel-UHPC-steel sandwich composite beams with novel enhanced C-channel connectors: Tests and analysis[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2020, 170: 106077.
- [4] 王连广,许伟,朱浮声. 钢板与轻骨料混凝土组合梁试验研究[J]. 东北大学学报, 2002, 23(12): 1193-1196.

DOI:10.14048/j.issn.1671-2579.2023.01.012

# 活载作用下空间三索面斜吊杆异形拱桥 吊杆可靠度研究

朱利明<sup>1</sup>, 申昆<sup>1\*</sup>, 王兴赞<sup>2</sup>

(1.南京工业大学 交通运输工程学院, 江苏 南京 210009; 2.南京交通技师学院, 江苏 南京 210049)

**摘要:**异形拱桥结构复杂,其吊杆的疲劳可靠度研究较少,为了研究活载作用下复杂桥型的吊杆疲劳问题,结合一座157 m下承式空间三索面斜吊杆异形系杆拱桥工程实例,应用基于Weibull(威布尔)分布的疲劳可靠度公式,对吊杆在不同活载工况下的疲劳可靠度进行分析。结果表明:设计活载保证了较高的安全储备,满足规范对容许应力的要求,但部分跨中短吊杆活载应力幅值较大,疲劳可靠指标接近临界值,规范中给定的目标值可适当放宽。施工及运营期间应尤其关注短吊杆受力情况以确保结构安全。

**关键词:**异形拱桥;吊杆;活载;应力幅;疲劳可靠度

**中图分类号:**U448.22

**文献标志码:**A

## 0 引言

结构疲劳可靠度是桥梁设计中的重要组成部分,据美国土木工程学会统计,80%~90%的钢结构

破坏与疲劳损伤有关<sup>[1]</sup>。目前关于钢桥面板的可靠性分析较多,对吊杆的疲劳损伤、疲劳寿命研究较少;关于悬索桥吊索和斜拉桥斜拉索的可靠性分析较多,对系杆拱桥吊杆的研究较少<sup>[2-4]</sup>。由于受力特性和布置形式的差别,拱桥吊杆特别是短吊杆无法

- [5] 邵旭东,罗军,曹君辉,等.钢-UHPC轻型组合桥面结构试验及裂缝宽度计算研究[J].土木工程学报,2019,52(3):65-79.
- [6] French Standand.Ultra-high performance fibre-reinforced concrete[S].France:AFNOR-French Standard Institute,2016.
- [7] 庞芝炯,周志祥.基于塑性损伤模型的PBL推出试件数值分析方法[J].中外公路,2014,34(5):110-114.
- [8] KMIECIK P, KAMISKI M. Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration[J]. Archives of Civil and Mechanical Engineering, 2011, 11(3):623-635.
- [9] 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.
- [10] 单波.活性粉末混凝土基本力学性能的试验与研究[D].长沙:湖南大学,2002.
- [11] 丁发兴,倪鸣,龚永智,等.栓钉剪力连接件滑移性能试验研究及受剪承载力计算[J].建筑结构学报,2014,35(9):98-106.
- [12] 曹君辉.钢-薄层超高性能混凝土轻型组合桥面结构基本性能研究[D].长沙:湖南大学,2016.
- [13] 汪炳,黄侨,荣学亮.基于ABAQUS的栓钉连接件承载能力分析及验证[J].中外公路,2017,37(2):126-131.
- [14] 秦搏聪.高速铁路斜拉桥钢-混凝土叠合箱梁受力特性及剪力钉抗剪性能研究[D].成都:西南交通大学,2019.
- [15] 上海市城市建设设计研究总院,同济大学.钢-混凝土组合桥梁设计规范:GB 50917—2013[S].北京:中国计划出版社,2013.

收稿日期:2020-12-16

基金项目:江苏省住房和城乡建设厅科技指导性项目(编号:2019ZD001118);江苏省重点研发计划(社会发展)项目(编号:BE2019613);2021年江苏省交通运输职业教育研究项目(编号:2021-C22)

作者简介:朱利明,男,教授级高工.E-mail:zhulm@njtech.edu.cn

\*通信作者:申昆,男,硕士研究生.E-mail:1803610137@qq.com