

DOI:10.20035/j.issn.1671-2668.2022.05.019

## 组合梁桥负弯矩区 U 形连接构造有限元分析

王立超<sup>1</sup>, 李娜<sup>2</sup>, 曹宗勇<sup>1</sup>, 何余良<sup>2</sup>

(1. 华汇工程设计集团股份有限公司, 浙江 绍兴 312000; 2. 绍兴文理学院, 浙江 绍兴 312000)

**摘要:** 针对钢-混组合梁负弯矩区桥面混凝土病害问题, 提出一种半刚性连接构造形式即 U 形钢铰。采用 ABAQUS 有限元软件建立组合梁数值模型, 对 U 形钢铰连接形式与现有连接构造形式的力学性能进行对比分析, 发现 U 形钢铰连接形式能较好地缓解钢梁屈曲变形和桥面混凝土开裂; 为合理确定 U 形钢铰设计参数, 选定钢板厚度、钢板强度及钢梁间距 3 个参数进行因素分析, 结果表明 U 形钢面刚度和承载力随着钢板厚度、强度增加而增加, 随钢梁间距增大而减小, 建议钢梁间距取 50 mm、U 形钢铰厚度取 48 mm、材料强度取 Q390。

**关键词:** 桥梁; 钢-混组合梁; 负弯矩区; U 形钢铰

中图分类号: U441

文献标志码: A

文章编号: 1671-2668(2022)05-0074-08

在行车舒适性方面连续梁桥优于简支梁, 但负弯矩会造成混凝土受拉破坏。为解决负弯矩区混凝土板破坏问题, 提高无缝桥的耐久性, 在施工措施上, 常采用支点位移法、预弯技术及在负弯矩区施加预应力等技术, 减少负弯矩区混凝土的拉应力, 但其成本高, 支点位移法、预弯技术施加的预压力随着时间的推移损失很快。实际设计中采用增加负弯矩区桥面板配筋和高性能混凝土材料等方法, 其造价较高, 特别是新材料的性能有待进一步验证。在结构形式上, 提出采用负弯矩区钢-混复合材料连接形式, 但忽略了混凝土与钢梁间的应变差, 易导致混凝土板开裂引起弯矩突变。实际工程中负弯矩大小与其所处区域的抗弯刚度呈正相关, 根据结构力学受力特性, 随负弯矩区抗弯刚度的增加负弯矩增大, 混凝土桥面板受拉应力增大, 混凝土桥面板更容易产生裂缝, 影响组合梁桥的耐久性。针对钢-混组合梁负弯矩区的不利影响, 本文提出一种通过自身变形达到弯矩重分配, 减小负弯矩的半刚性连接形式(U 形铰连接构造形式), 并采用 ABAQUS 有限元软件研究其力学性能, 确定合理的 U 形钢铰参数, 为 U 形钢铰设计提供参考。

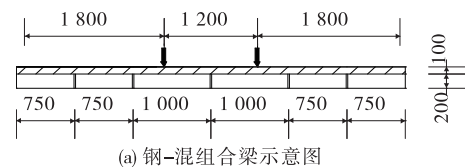
## 1 有限元方法验证

实际试验费时费力, 且成本高, 而有限元方法非常成熟, 且节省费用。为验证有限元方法的正确性, 以文献[14]中试验梁为例建立钢-混组合梁三维有限元模型, 将有限元计算结果与试验结果进行对比

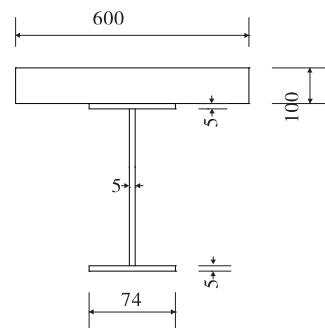
分析。

### 1.1 试验模型

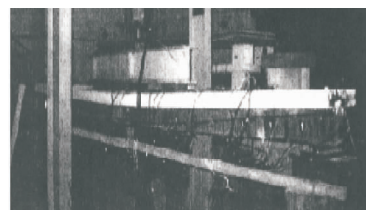
钢-混组合梁净跨为 4.8 m, 梁高 300 mm, 其中混凝土板厚 100 mm, 钢梁高 200 mm。混凝土强度为 C30, 钢梁采用 A3 钢, 栓钉直径为 16 mm、高为 80 mm、间距为 100 mm。钢-混组合梁结构尺寸及模型见图 1, 材料属性见表 1。



(a) 钢-混组合梁示意图



(b) 钢-混组合梁横截面



(c) 试验图

图 1 试验模型(单位:mm)

表1 钢-混组合梁材料属性

材料	弹性模量 $E/\text{MPa}$	屈服强度 $f_y/\text{MPa}$	极限强度 $f_u/\text{MPa}$
混凝土	$3.06 \times 10^4$	32.8	—
钢梁	$1.90 \times 10^5$	301.2	443.9
栓钉	$2.06 \times 10^5$	400.0	450.0

## 1.2 材料本构

所有部件均采用六面体实体单元 C3D8R 模拟,混凝土板采用塑性损伤模型,本构关系见图 2(a),其中偏心率为 0.1,膨胀角为  $30^\circ$ ,黏性系数为 0.000 5。混凝土板与钢梁采用面面接触,摩擦系数为 0.3。栓钉和钢梁本构关系采用双折线模型[见图 2(b)],强化阶段斜率取弹性阶段的 0.01 倍,栓钉与钢梁采用 Tie 接触。为防止应力集中造成收敛困难,在加载点设置刚性垫板,采用位移加载方式加载。

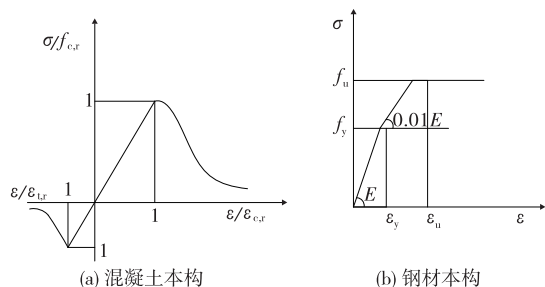


图2 本构模型

## 1.3 有限元分析结果与试验结果对比

钢-混组合梁有限元分析结果与试验结果见图 3~5和表 2。

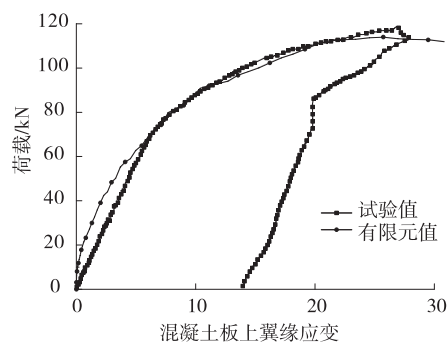


图3 钢-混组合梁混凝土板荷载-应力曲线

由图 3、图 4 可知:在弹性阶段,混凝土板上翼缘和钢梁下翼缘荷载-应变呈线性关系,随着荷载增加钢梁达到屈服,混凝土最终完全破坏,与文献[14]破坏情况基本一致;混凝土板上翼缘及钢梁下翼缘有限元荷载与试验荷载的误差为 3%、2.6%,应变误差分别约为 4%、8%,误差较小,有限元与试验

曲线较吻合。

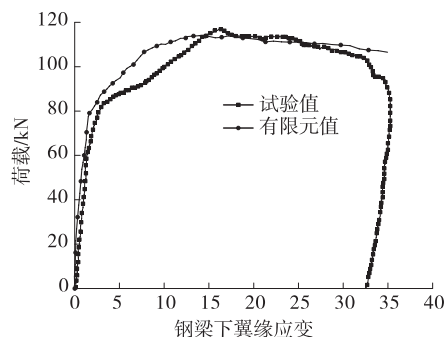


图4 钢-混组合梁钢梁荷载-应力曲线

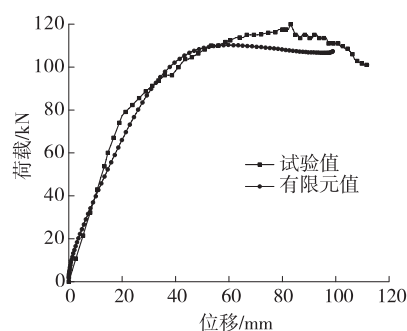


图5 钢-混组合梁跨中荷载-挠度曲线

表2 试验值与有限元分析值对比

类别	屈服荷载 $f_y/\text{kN}$	极限荷载 $f_u/\text{kN}$	极限荷载挠度 $\Delta\mu/\text{mm}$
试验值	75.12	116.86	63.20
有限元分析值	82.63	109.85	58.90
两者比值	0.91	1.06	1.07

由图 5、表 2 可知:钢-混组合梁整体荷载-挠度有限元分析结果分为线弹性阶段、塑性阶段和破坏阶段,与文献[14]吻合较好。虽然有限元分析值相较于试验值较早出现下降段(采用有限元计算时,混凝土出现损伤后,与实际情况相比其单元受力迅速退化,导致下降段提前出现),但整体荷载-挠度变化较好。有限元分析所得屈服荷载、极限荷载与试验所得屈服荷载、极限荷载的误差分别为 10%、6%,原因是采用理想弹塑性本构时忽略了钢材强化阶段的强度提高,导致极限承载能力稍有下降,但误差较小,表明有限元方法能准确模拟钢-混组合梁的破坏过程,采用的有限元建模方法可靠。

## 2 不同连接形式有限元分析

### 2.1 连接形式

组合梁桥桥面连续处有 3 种构造形式,分别为

桥面连续钢主梁断开[L-1,见图6(a)]、桥面连续钢主梁刚接[L-2,见图6(b)]、完全固结[L-3,见图6(c)]。为消除钢-混组合梁负弯矩区的不利影响,提出组合梁桥桥面连续处U形铰连接形式[L-4,见图6(d)];钢梁腹板采用两侧分别由U形构造钢板连接的钢梁,采用高强度螺栓紧固和定位对称分布的方式将两钢梁连接形成一个整体,提高整体

性和承载力。其主要受力形式为通过变形来降低负弯矩的传递,同时两侧钢板提供抗侧刚度,减小钢梁连接形式的刚度,缓解混凝土开裂及钢梁下翼缘局部屈曲。根据《钢结构连接设计手册》,选定U形铰长为250 mm,宽为120 mm,厚度为16 mm,弯曲曲率为3.5。

以绍兴市壶觞大桥为工程背景,选取两跨跨径

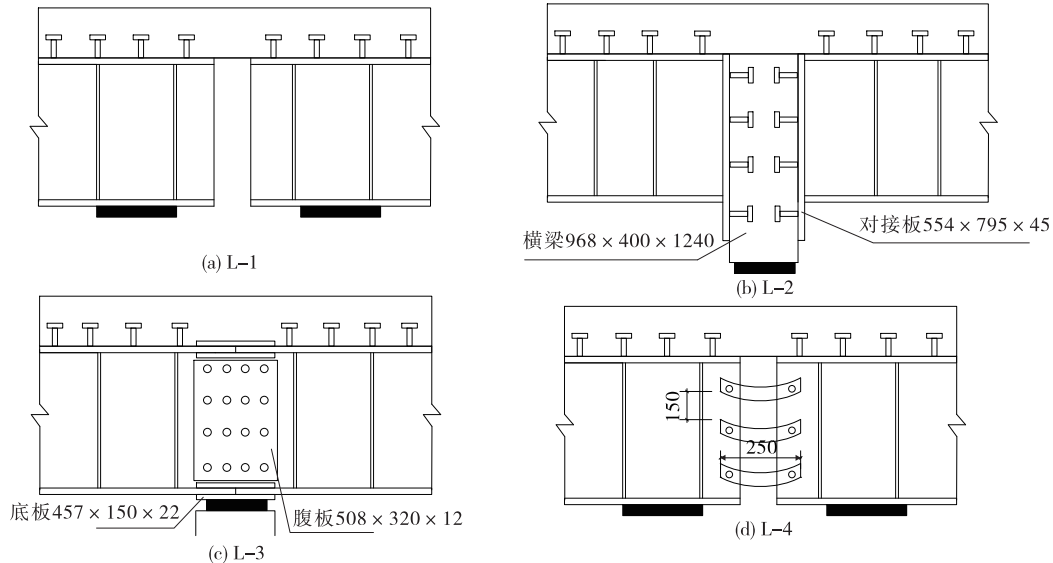


图6 组合梁桥桥面连续处不同连接形式示意图(单位:mm)

为13 m的钢-混组合梁,混凝土板采用C50,尺寸为1 240 mm×200 mm,工字钢规格为NH650×320,剪力键为直径22 mm的栓钉,间距为150 mm。两跨组合梁墩顶桥面连续处采用图6所示连接形式,主要部件材料属性见表3。采用有限元方法对U形铰连接形式与现有3种构造形式进行力学性能对比分析,验证桥面连续处U形铰连接形式的有效性。

表3 壶觞大桥钢-混组合梁的材料属性

材料	弹性模量/MPa	屈服强度 $f_y$ /MPa	极限强度 $f_u$ /MPa
钢梁	$2.06 \times 10^5$	345	470
栓钉	$2.06 \times 10^5$	400	450
钢板	$2.06 \times 10^5$	345	470

## 2.2 有限元分析结果

### 2.2.1 混凝土板损伤

不同连接形式下混凝土板受拉损伤见图7。由图7可知:采用L-1连接形式时桥面连续处混凝土完全破坏;采用L-2连接形式时桥面连续处混

凝土在固结处受拉损伤面积较大,破坏较严重;采用L-3连接形式时混凝土板受拉损伤范围较大,但较分散,可能是由于该连接形式的连接刚度过大,使负弯矩区产生较大拉应力,受拉破坏较集中且未扩散;采用L-4连接形式时桥面连续处受拉损伤面积比L-3小,与L-1、L-2相比,未出现混凝土板集中全截面受拉损伤现象,说明U形钢铰对桥面连续处混凝土开裂有一定缓解作用。

### 2.2.2 钢梁应力

不同连接形式下钢梁应力见图8。由图8可知:采用L-1连接形式时钢梁端部应力较小,但应力分布不对称;采用L-2连接形式时钢梁端部下翼缘与对接板连接处出现较大上下翘曲变形,与文献[18]描述一致;采用L-3连接形式时钢梁端部出现全截面应力屈服现象,且屈服面积较大。钢梁下翼缘的局部失稳是诱发组合梁失稳的重要原因,钢梁失稳不利于桥梁稳定性。采用L-4连接形式时,仅在U形钢铰中间出现局部应力屈服现象,钢梁只在端部腹板处出现局部对称应力,且应力值未达到屈服应力值,同时钢梁没有产生较大的上下翘

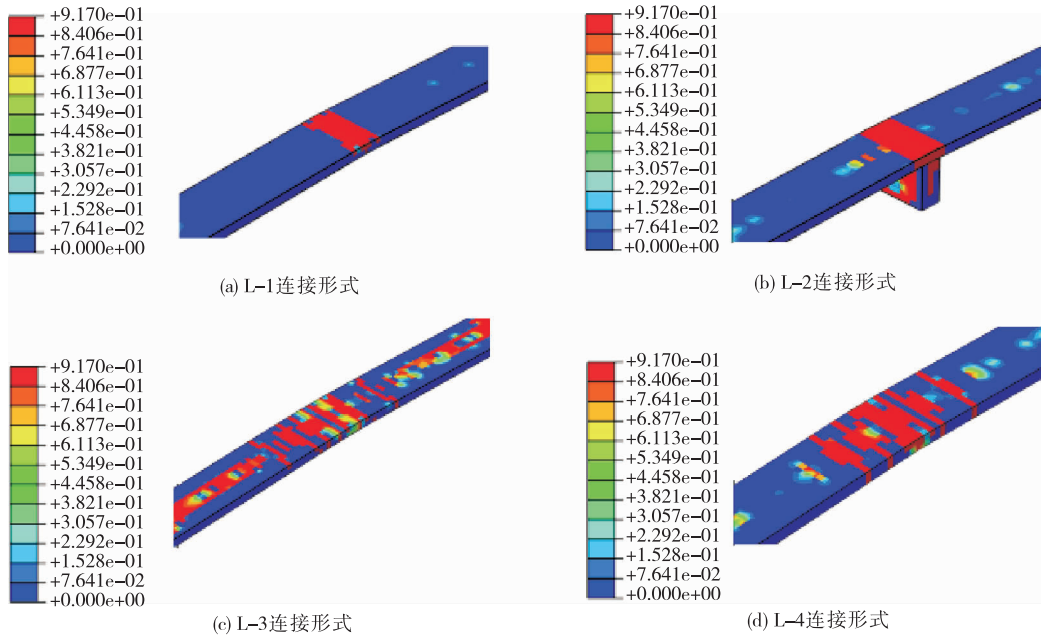


图 7 不同连接形式下混凝土板受拉损伤云图

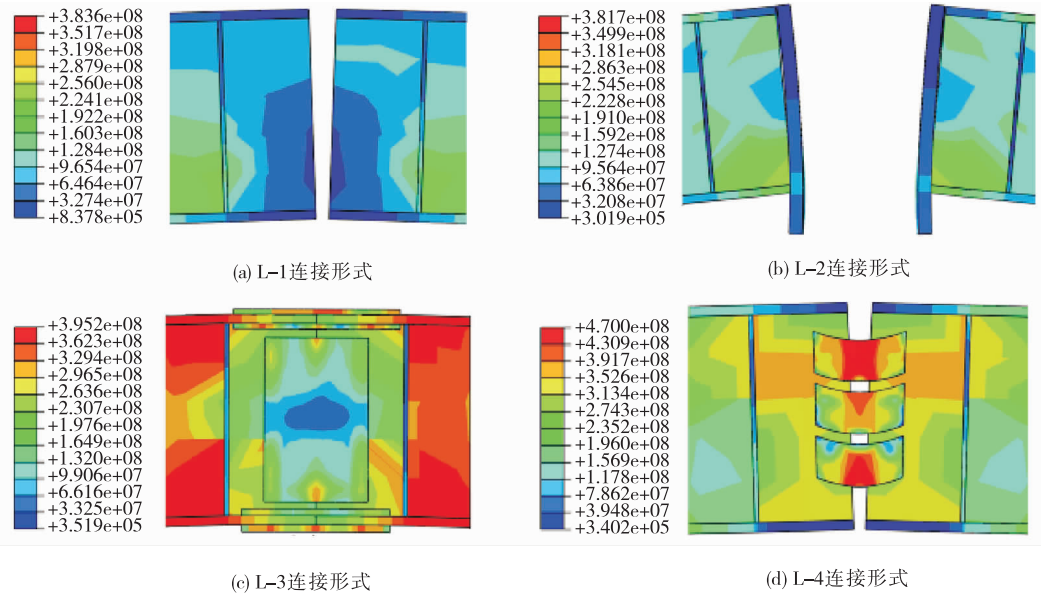


图 8 不同连接形式下钢梁应力云图(单位:Pa)

曲变形。说明 U 形钢铰对钢梁翘曲变形有较好的约束作用,通过减少负弯矩区抗弯刚度可减小负弯矩的作用,缓解钢梁应力屈服现象。U 形钢铰连接形式能较好地解决现有连接形式的钢梁翘曲变形、应力不同步及截面屈服等问题。

### 2.2.3 荷载—位移曲线

不同连接形式下荷载—位移见图 9。由 9 图可知:在弹性阶段,采用 L-1 连接形式时刚度最小,采用 L-2 与 L-4 连接形式时初始刚度相近;随着荷载增加,L-2 连接段随着混凝土破坏程度增大刚

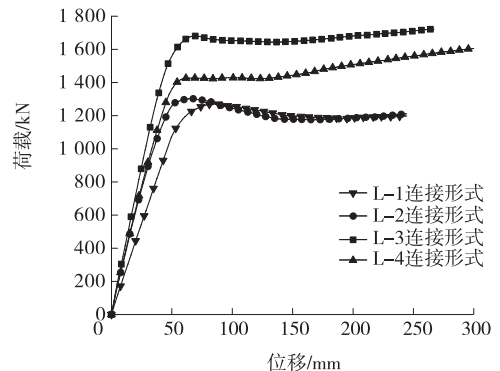


图 9 不同连接形式下荷载—位移曲线

度逐渐减小,采用 L-3 连接形式时刚度最大。说明负弯矩区不同连接形式对钢-混组合梁刚度影响较大。采用 U 形钢铰连接形式时刚度仅小于 L-3,说明 U 形钢铰对负弯矩区刚接形式抗弯刚度有一定减小作用。在弹塑性阶段,采用 U 形钢铰连接形式时承载力相较于 L-3 连接形式降低约 17%,相较于 L-2、L-1 连接形式分别提升约 9%、12.3%,说明 U 形钢铰形式适当降低抗弯刚度对钢-混组合梁承载力有一定减小,但相较于其他形式承载力有一定提升。

综上,负弯矩区连接形式对钢梁端部应力、混凝土板破坏及整体承载力都有较大影响。U 形钢铰连接形式属于半刚性连接形式,能较好地缓解 L-1、L-2 连接形式连续处混凝土受拉破坏及 L-3 连接形式钢梁上下翼缘屈曲变形问题,说明适当降低连接截面刚度有利于减小负弯矩作用,提高钢梁整体连接性。

### 3 U 形钢铰参数分析

为确定合适的 U 形钢铰设计参数,选定 U 形钢铰厚度、强度及钢梁间距 3 个参数,采用有限元方法对其进行负弯矩区受力影响分析。U 形钢铰参数如下:U 形钢铰厚度为 16 mm、22 mm、28 mm、48 mm,强度为 Q235、Q345、Q390,钢梁间距为 50 mm、70 mm、100 mm、200 mm。参考模型参数如下:间距为 50 mm,厚度为 16 mm,强度为 Q345。

#### 3.1 钢梁间距

不同钢梁间距下混凝土板局部受拉见图 10,连接处应力见图 11,荷载一位移和承载力见图 12。

由图 10 可知:随着 U 形钢铰钢梁间距的增加,混凝土板在桥面连续处出现受拉损伤的面积增大。说明钢梁间距越大,越容易引起混凝土板应力集中现象。

由图 11 可知:U 形钢铰跨中出现应力屈服现象,靠近钢梁上翼缘 U 形钢铰跨中出现较明显拉伸变形,且屈服应力面积随着钢梁间距的增大而增大。说明钢梁间距越小,U 形钢铰对钢梁上下翘曲的约束变形能力越强。

由图 12 可知:在弹性阶段,随钢梁间距增加,对钢-混组合梁整体刚度的影响减小,承载力减小。钢梁间距为 200 mm 时,钢-混组合梁承载力较小,为 1 383.18 kN,比钢梁间距为 50 mm 时钢-混组合梁承载力(1 426.71 kN)降低 3.1%。说明随着钢梁间距增大,钢-混组合梁的承载力逐渐降低。

综上,钢梁间距对 U 形钢铰的受力性能有较大影响,但对钢-混组合梁整体刚度和承载力的影响较小,建议钢梁间距取 50 mm。

#### 3.2 U 形钢铰厚度

不同 U 形钢铰厚度下连接处应力见图 13,荷载一位移和承载力见图 14。

由图 13 可知:随着 U 形钢铰厚度的增大,U 形钢铰应力屈服面积和相邻两跨端部钢梁应力减小。

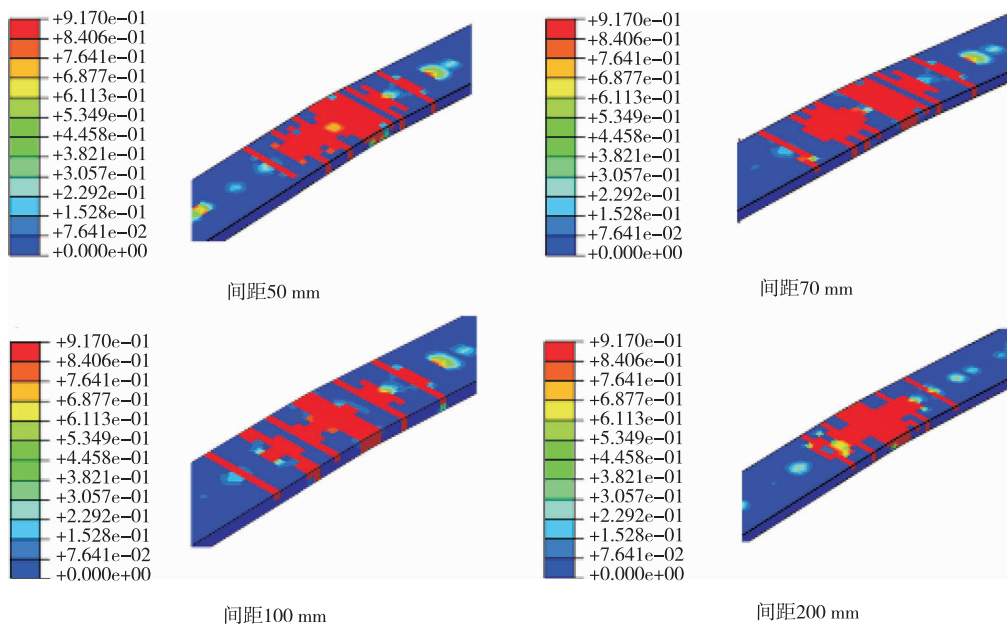


图 10 U 形钢铰不同钢梁间距下混凝土板局部受拉云图

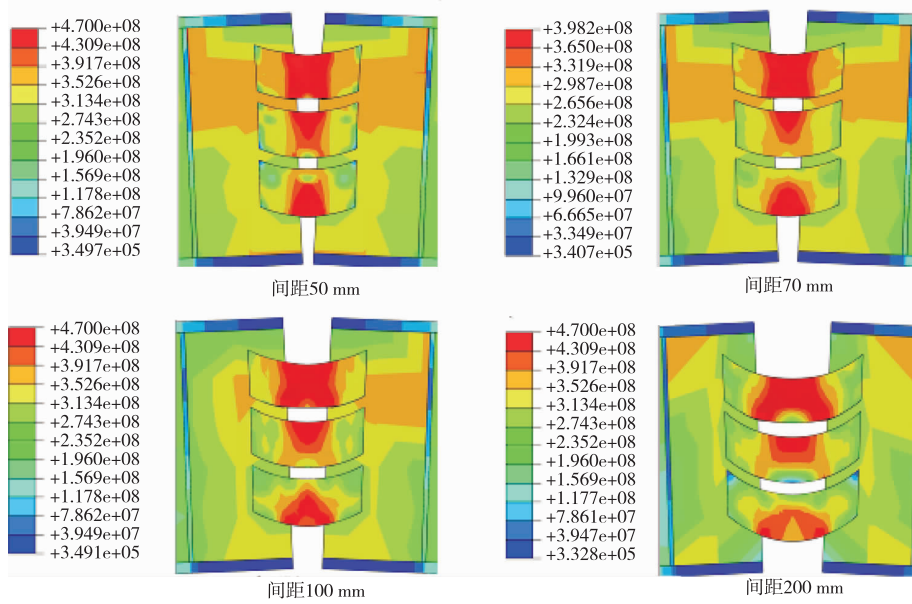


图 11 U 形钢铰不同钢梁间距下连接处应力云图(单位:Pa)

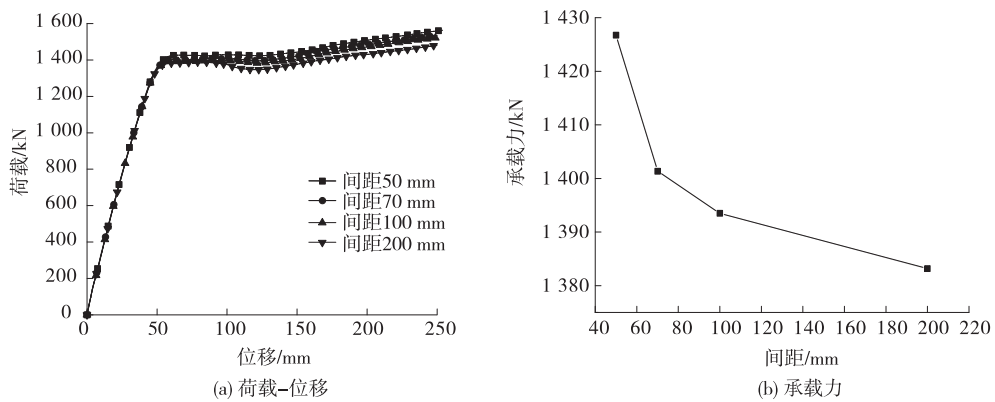


图 12 U 形钢铰不同钢梁间距下荷载-位移和承载力

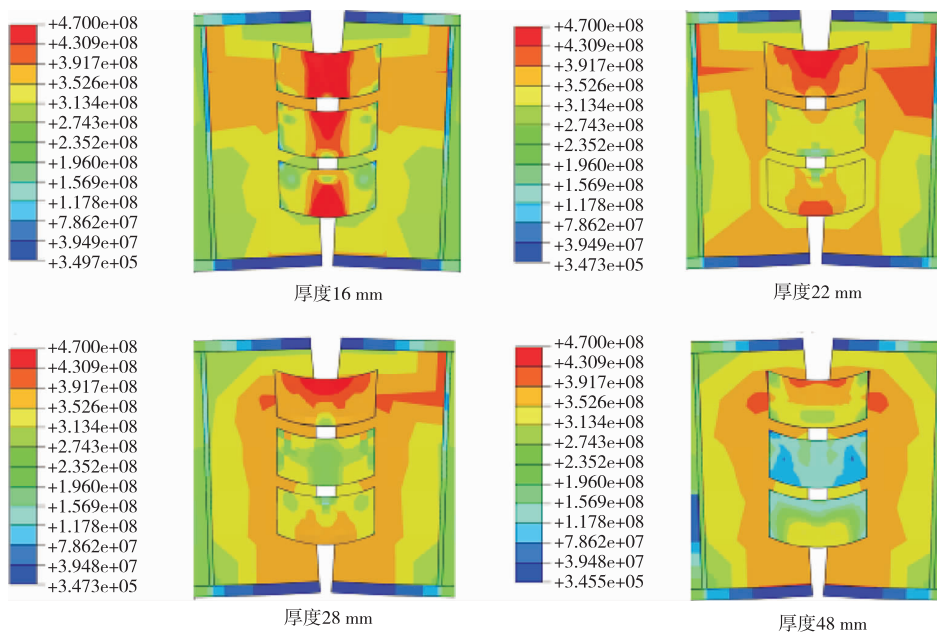


图 13 U 形钢铰不同厚度下连接处应力云图(单位:Pa)

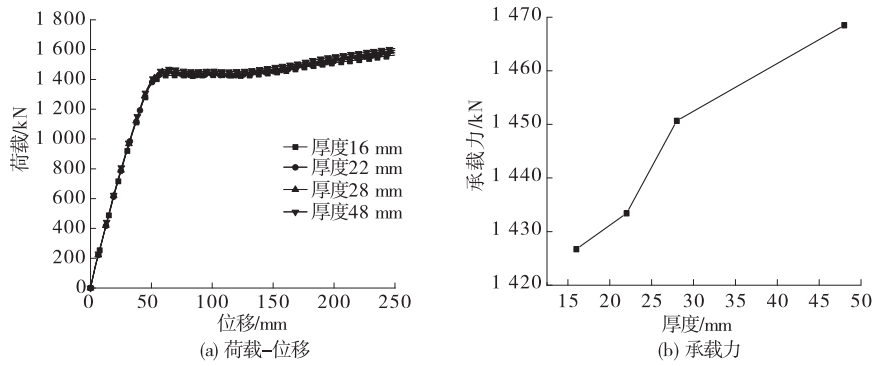


图 14 U形钢铰不同厚度下荷载-位移和承载力

厚度为 48 mm 时,U形钢铰和钢梁腹板局部屈服,U形钢铰上部受拉和下部受挤压应力面积均减小。说明厚度越大越有利于 U形钢铰与钢梁整体受力,U形钢铰厚度变化对混凝土板应力的影响较小。

由图 14 可知:在弹性阶段,不同厚度 U形钢铰的刚度相差不大,相较于厚度 16 mm,U形钢铰厚度为 48 mm 时钢-混组合梁承载力提高约 2.9%。

U形钢铰厚度对钢梁端部受力应力面积的影响较大,对钢-混组合梁整体刚度和承载力的影响较小,建议 U形钢铰厚度取 48 mm。

### 3.3 U形钢铰材料强度

不同 U形钢铰材料强度下连接处应力见图 15,荷载-位移和承载力见图 16。

由图 15 可知:随着 U形钢铰强度的增大,钢梁

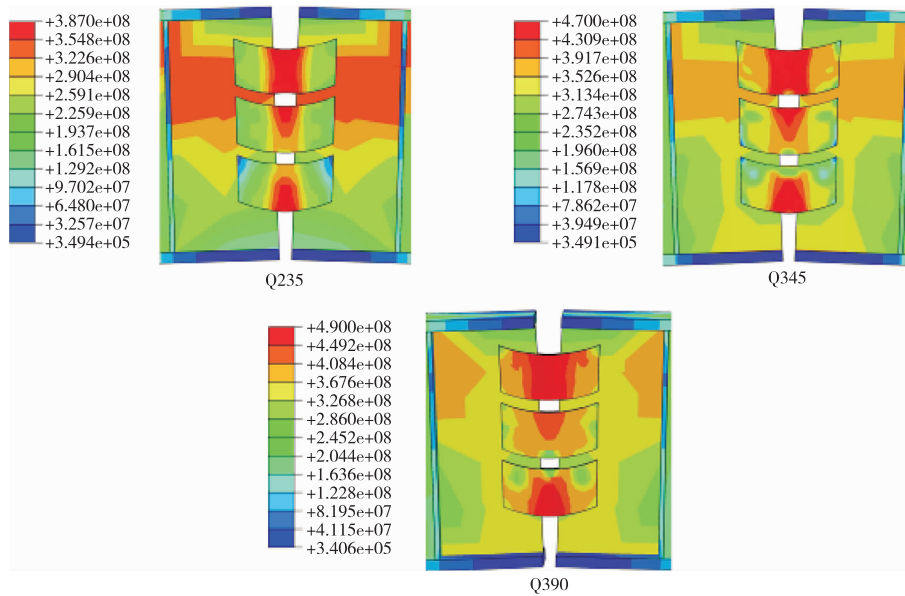


图 15 U形钢铰不同强度下连接处应力云图(单位:Pa)

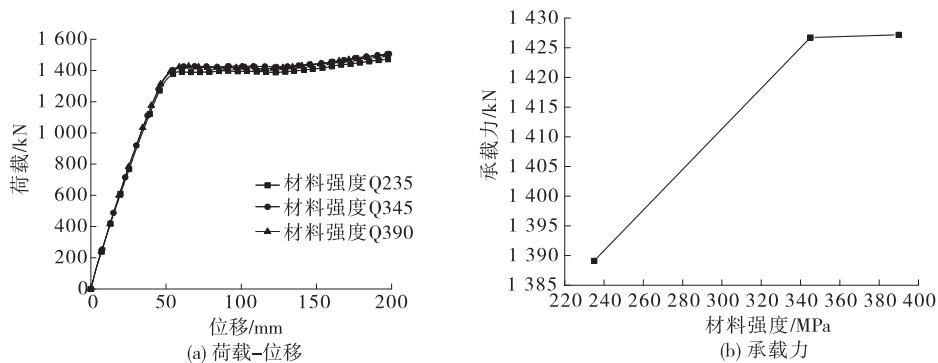


图 16 U形钢铰不同强度下荷载-位移和承载力

应力减小,U形钢铰强度为Q345、Q390时,钢梁端部应力未达到屈服强度值。说明U形钢铰强度增加有利于提高截面抗弯刚度,减少应力传递。U形钢铰材料强度变化对混凝土板损伤的影响较小。

由图16可知:U形钢铰强度对钢-混组合梁整体刚度的影响较小,对承载力有一定影响。U形钢铰强度等于或大于钢梁强度时,钢-混组合梁整体承载力提升2.7%。提升U形钢铰强度能增强组合梁连接处截面刚度,与钢梁组合作用更好地发挥抗拉连接作用,提高钢-混组合梁的承载力。建议U形钢铰强度大于或等于钢梁强度,材料强度宜采用Q390。

#### 4 结论

(1) 负弯矩区连接形式的截面刚度对钢-混组合梁整体受力影响较大。采用刚接形式会造成钢梁局部屈曲失稳,采用固结和仅桥面连续形式容易导致桥面混凝土严重破坏。U形钢铰形式适当减小负弯矩区截面刚度,能缓解钢梁屈服和混凝土破坏现象,具有较好的受力变形特性。

(2) 随着U形钢铰厚度和强度的增大,截面抗弯刚度增加,与钢梁整体受力变形作用加强,整体承载力提高。随着钢梁间距的增加,U形钢铰截面刚度降低,整体承载力降低。建议选用50 mm钢梁间距、48 mm U形钢铰厚度、Q390材料强度。

#### 参考文献:

- [1] 聂建国,陶慕轩,樊健生,等.钢-混凝土简支组合梁和连续组合梁的技术经济性能比较[C]//中国钢结构协会钢-混凝土组合结构分会,中国钢协钢-混凝土组合结构分会第十一次年会论文集[A].北京:中国钢结构协会钢-混凝土组合结构分会,2007.
- [2] 张燮林,张树根.桥面病害产生的原因分析及预防措施[J].中外公路,2007,27(5):186-187.
- [3] 王湛.钢-混凝土组合梁负弯矩区力学性能的研究[D].哈尔滨:东北林业大学,2006.
- [4] 郑和晖,巫兴发,黄跃,等.钢-混组合连续梁负弯矩区桥面板抗裂措施[J].中外公路,2014,34(5):152-155.
- [5] 岳俊欢,李睿,张文彬,等.预压弯筒支钢-混凝土组合梁桥应力计算方法[J].土木工程与管理学报,2020,37(5):164-168.
- [6] 王宇琪,贾艳敏,魏皓天,等.预应力连续钢梁负弯矩区受力性能分析[J].中外公路,2019,39(4):71-76.
- [7] LIAO Wenyuan, LI Longqi, LIU Dewen, et al. Nonlinear

FEM analysis on composite beams with web opening under negative bending moment[J]. Tehni č ki vjesnik, 2018,25(5):1546-1552.

- [8] DENG S, SHAO X, YAN B. On flexural performance of girder-to-girder wet joint for lightweight steel-UHPC composite bridge[J]. Applied Sciences, 2020,10(4):1335.
- [9] 李福海,高浩,王江山,等.聚丙烯纤维混凝土梁裂缝发展的试验研究与模型计算[J].华南理工大学学报(自然科学版),2020,48(7):122-133.
- [10] QI Jianan, CHENG Zhao, WANG Jingquan, et al. Flexural behavior of steel-UHPFRC composite beams under negative moment[J]. Structures, 2020,24:640-649.
- [11] PAOLACCI Fabrizio, GIANNINI Renato, ALESSANDRI Silvia, et al. On the cyclic behaviour of new pier-to-deck connections for short-medium span composite I-girder bridges[J]. Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition), 2018,5(6):439-453.
- [12] 秦凯,胡夏闽,江雨辰,等.部分外包混凝土组合梁负弯矩区翼缘板裂缝试验研究[J].建筑钢结构进展,2018,20(5):31-38+46.
- [13] 雷拓,钱江,刘成清.混凝土损伤塑性模型应用研究[J].结构工程师,2008(2):22-27.
- [14] 何池.预应力组合梁长短期性能研究与时随分析[D].上海:同济大学,2002.
- [15] 彭小婕,于安林,方有珍.混凝土损伤塑性模型的参数分析[J].苏州科技学院学报(工程技术版),2010,23(3):40-43.
- [16] BALTAY Peter, GJELSVIK Atle. Coefficient of friction for steel on concrete at high normal stress[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 1990,2(1):46-49.
- [17] SOMJA H, KAING S S, LACHAL A. New beam-to-beam joint with concrete embedding for composite bridges experimental study and finite element modeling[J]. Journal of Constructional Steel Research, 2012,77:210-222.
- [18] 李和华.钢结构连接节点设计手册[M].北京:中国建筑工业出版社,1992.
- [19] 陈世鸣.钢-混凝土连续组合梁负弯矩区的局部失稳[J].建筑结构学报,1995,16(6):30-37.
- [20] 段树金,董坤杰,李鹏飞.钢-混凝土双面组合连续箱梁负弯矩区有限元分析[J].石家庄铁道大学学报(自然科学版),201,24(4):1-6.
- [21] 常江.连续组合梁桥负弯矩区受力性能试验研究[D].上海:同济大学,2009.