

剪力连接程度对冷弯 U 型组合梁抗弯承载力影响

林彦军¹, 张泽军², 张田涛³

1. 山东省路桥集团有限公司, 山东 济南 250013; 2. 山东高速集团有限公司创新研究院, 山东 济南 250014;
3. 山东高速基础设施建设有限公司, 山东 济南 250014

摘要:为研究剪力连接程度对 U 型组合梁抗弯承载力的影响,根据剪力连接程度、剪力钉数、剪力钉间距等影响因素设计完成 8 组数值模型试验,采用验证后的有限元模型计算分析应变和挠度,根据中国、欧洲和美国等不同规范,分别计算完全剪力连接条件下所需最少剪力钉数。结果表明:数值有限元模型能较好地模拟 U 型组合梁受力全过程中钢主梁和混凝土桥面板的应力及变形情况,实测结果与数值模拟计算结果相对差小于 15%;剪力连接程度系数为 0.02~0.30 时,随剪力连接程度系数的增大,跨径 16 m 的 U 型组合梁的抗弯承载力不断增大,当剪力连接程度系数为 0.30 时,钢梁和混凝土已达到完全剪力连接,剪力连接程度系数大于 0.30 时,U 型组合梁的抗弯承载力变化不大;U 型组合梁抗弯承载力在弹性阶段的变化规律受剪力连接程度影响相对较小,工程应用中采用部分剪力连接可行,塑性阶段受剪力连接程度影响相对较大,U 型组合梁抗弯承载力的计算与验算应计入剪力连接程度的影响;不同规范计算的完全剪力连接条件下所需最少剪力钉数较接近。

关键词:U 型组合梁;抗弯承载力;数值模型试验;剪力连接程度系数

中图分类号:U441+.4;U443.35

文献标志码:A

文章编号:1672-0032(2025)01-0035-08

引用格式:林彦军,张泽军,张田涛. 剪力连接程度对冷弯 U 型组合梁抗弯承载力影响[J]. 山东交通学院学报, 2025,33(1):35-42.

LIN Yanjun, ZHANG Zejun, ZHANG Tiantao. Influence of shear connection degree on the bending load capacity of cold-formed U-shaped composite beam[J]. Journal of Shandong Jiaotong University, 2025, 33(1):35-42.

0 引言

近年来,冷弯成型 U 型组合梁桥(以下简称 U 型组合梁)得到广泛应用,其优势主要为:建造周期短,施工成本低;采用冷弯加工工艺预制 U 型钢梁,切割和焊接工作量少,制作费用低;单元质量小,能快速运至桥位现场,运输费用低;现场拼接不用外部横撑,作业量少,易于安装,可快速完成施工,交通干扰小,施工费用和人力成本低,安装费用低;采用耐候钢或镀锌钢,防腐性能好,可减少后期的维修保养频次及成本^[1]。

从梁桥的力学性能角度分析,Barth 等^[1]对冷弯 U 型钢梁与桥面板在组合与非组合状态下进行抗弯试验,分析不同梁高下 U 型组合梁的力学性能,但研究限于剪力连接程度系数为 0 和完全剪力连接两种结构形式。德克萨斯州交通运输部为进一步优化钢主梁梁高、翼缘和腹板构造,提出 4 种简支桥型,但应用较少^[1]。Deng 等^[2]采用传统设计计算和有限元分析评估折叠板梁系统性能,建立全桥模型研究荷载下桥梁行为,结果表明,该桥梁的极限承载力远高于桥梁的设计要求,桥梁在破坏前具有良好的延性;Nakamura^[3]提出双主梁和预制混凝土桥面板结合连续梁结构体系,分析中支点处钢主梁内浇筑混凝土

收稿日期:2023-08-21

基金项目:山东省交通运输科技计划项目(2022B64)

第一作者简介:林彦军(1981—),男,内蒙古赤峰人,高级工程师,主要研究方向为道路桥梁建设与管理,E-mail:328144324@qq.com。

和张拉预应力的受力状态,有效解决桥面板负弯矩区易开裂的问题,具有足够的抗弯强度和抗变形能力;Burgueño 等^[4]提出 U 型组合梁预制装配的工业化建造模式,可有效缩短 U 型组合梁的施工周期;Glaser^[5]提出钢板折叠成箱梁的新梁桥系统,进行弯曲测试评估梁桥性能,证明折叠梁可提供足够的抗弯强度和稳定性。目前,对 U 型组合梁结构及构造形式、力学性能和应用研究较多,但 U 型钢梁与桥面板主要为完全剪力连接形式,针对部分剪力连接的研究较少。

国内中小跨径桥梁以混凝土空心板、T 梁和小箱梁为主,钢-混凝土组合梁应用较广^[6-7],但总体比例仍偏少,且主要为钢板组合梁^[8-9]、钢箱组合梁^[10-11]等,部分学者对外包 U 型钢-混凝土组合梁的弯曲特性进行室内外模型试验^[12-13],分析其破坏模式,提出相应的设计计算方法^[14],研究负弯矩区力学性能^[15]、耐火性能^[16]、钢-混凝土界面黏结滑移性能^[17]、节点性能^[18]等。外包 U 型钢-混凝土组合梁因钢梁内部填充混凝土,比冷弯成型 U 型组合梁自质量偏大、跨越能力较低、成本较高。冷弯 U 型钢已应用在建筑领域组合楼盖方面,但几何尺寸、截面形式、受力状态等与桥梁结构中组合梁差异较大,无法提供有效参考^[19]。

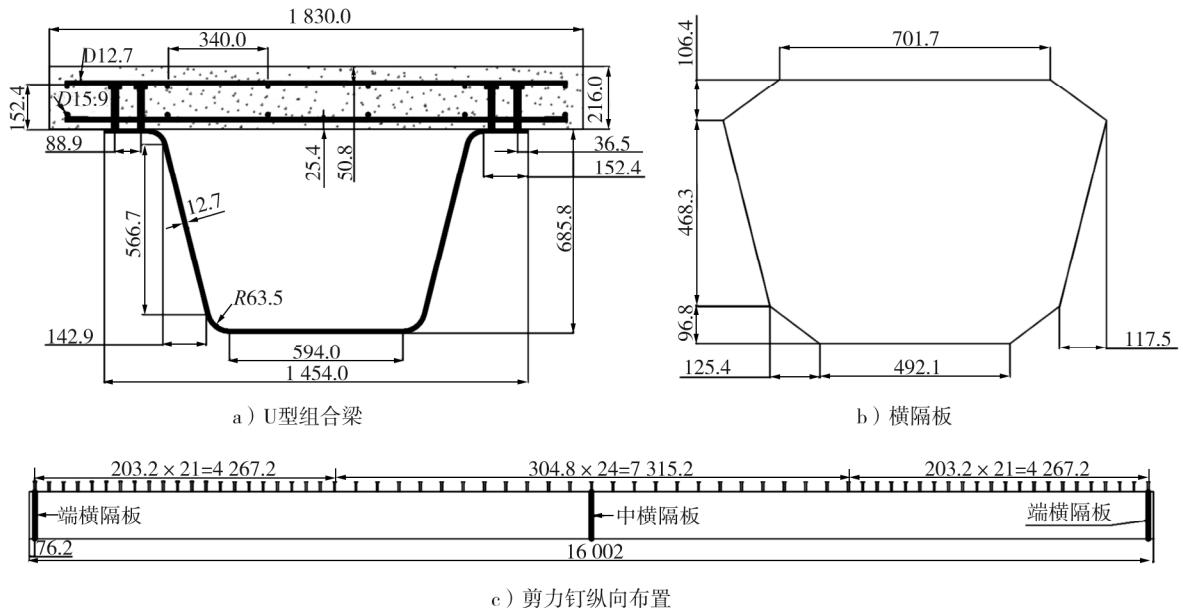
为提升小跨径桥梁建设的品质与施工速度,大规模推广应用 U 型组合梁,研究其力学性能及在我国的适用性,本文设计 8 组数值模型试验,采用验证后的有限元模型计算分析应变和挠度,根据中国、欧洲和美国等不同规范,分别计算得到完全剪力连接条件下所需最少剪力钉数,以期指导 U 型组合梁弹性阶段和塑性阶段组合梁设计。

1 模型试件设计

影响组合梁抗弯承载力的因素主要有材料强度等级、构件尺寸、加载方式、钢梁与混凝土的剪力连接程度系数(1 个剪跨区的抗剪连接件数与所需连接件数之比)以及剪力连接件的类别和型号等^[20]。为分析 U 型组合梁抗弯承载力变化规律受钢梁与混凝土剪力连接程度的影响,设计 8 组数值模型试验,如表 1 所示,群钉效应折减系数均为 0.8。试件 B1-1 钢结构材料为美国 ASTM 标准的 A709 钢,与中国 Q345 钢相当,混凝土桥面板采用现浇模式,圆柱体平均抗压强度为 28.3 MPa。试件 B1-1 的部件尺寸与文献[1]相同,如图 1 所示,试件 B2-1 和 B3-1 等试件除单排剪力钉个数与试件 B1-1 不同外,其余参数均相同,3 组试件主要对比研究完全剪力连接程度下,剪力钉布置形式对组合梁抗弯承载力的影响。B1-1-0.1、B1-1-0.2、B1-1-0.3、B1-1-0.4 和 B1-1-0.5 等试件均布置单排 2 个剪力钉,剪力连接程度系数分别为 0.1、0.2、0.3、0.4 和 0.5,5 组试件主要对比研究剪力连接程度对组合梁抗弯承载力的影响。

表 1 数值模型试验参数

试件编号	剪力连接 程度系数	剪力 钉数	剪力钉排数		剪力钉间距/mm		单排剪力钉数
			靠近试件两侧支点处	跨中区域	靠近试件两侧支点处	跨中区域	
B1-1	1.0	268	42	25	203.2	304.8	4
B2-1	1.0	266	84	49	101.0	152.0	2
B3-1	1.0	270	28	17	305.0	457.0	6
B1-1-0.1	0.1	26	8	5	1 066.8	1 828.8	2
B1-1-0.2	0.2	52	16	10	533.4	812.8	2
B1-1-0.3	0.3	80	26	14	328.2	562.7	2
B1-1-0.4	0.4	106	34	19	251.0	406.4	2
B1-1-0.5	0.5	134	42	25	203.2	304.8	2



单位:mm。

图1 文献[1]试件B的组成构件示意图

2 数值模拟

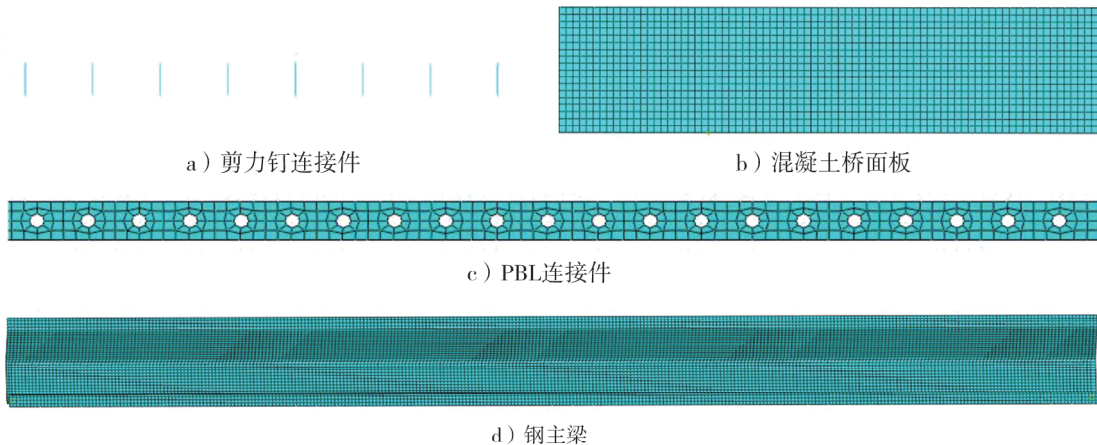
2.1 有限元模型

钢材弹性模量 $E_s = 200$ GPa,泊松比为 0.3,本构关系采用两折线模型,屈服强度为 270 MPa,屈服应变 $\varepsilon_y = 1.2f_y/E_s$ 。混凝土弹性模量 $E_c = 34.5$ GPa,泊松比为 0.2,本构关系采用 Hognestad 模型,混凝土应变

$$f_c = f_c' [2\varepsilon/\varepsilon_0 - (\varepsilon/\varepsilon_0)^2],$$

式中: f_c' 为混凝土立方体标准抗压强度; ε_0 为达到峰值应力时的应变, $\varepsilon_0 = 0.00078\{f_c'\}^{1/4}$ [2], $\{f_c'\}$ 为以 MPa 为单位的 f_c' 的数值; ε 为混凝土应变。

采用库仑摩擦模拟 U 型组合梁钢梁、混凝土界面切向的边界条件,界面摩擦因数 $u = 0.3$,采用硬接触模拟法向界面 [21-22]。通过最小化网格过渡的扫掠技术对模型构件进行网格划分,U 型组合梁的钢主梁和桥面板等部件网络划分如图 2 所示。采用两节点空间线性梁单元 B31 模拟剪力钉,采用两节点线性三维桁架单元 T3D2 模拟普通钢筋,采用八节点减缩积分六面体单元 C3D8R 模拟混凝土桥面板,采用 S4R 四节点减缩积分的壳单元模拟 PBL 后张预应力剪力键连接件、钢主梁和横隔板等。



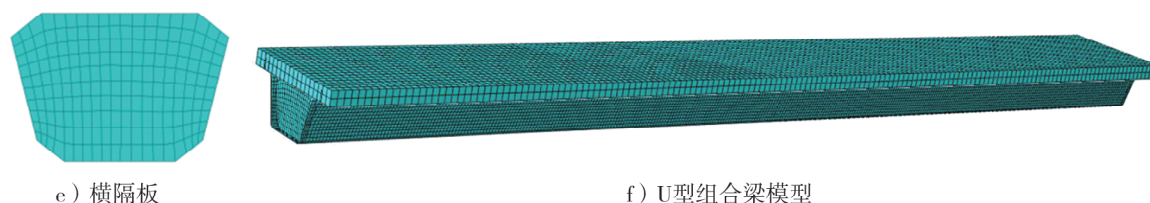


图 2 U 型组合梁各部件模型网格划分

采用点-面绑定约束钢主梁上翼缘与剪力钉底部,采用埋置约束混凝土桥面板与剪力钉。钢主梁一侧端部下翼缘支撑处固定 y 向(竖向)、 z 向(纵向)线位移和 x 向(横向)角位移,另一侧端部固定 y 向(竖向)线位移和 x 向(横向)角位移^[21]。采用位移加载法在 U 型组合梁的混凝土桥面板顶部或钢主梁顶部加载。

2.2 模型验证

为验证数值模拟的准确性,建立与文献[1]材料参数、构件尺寸、边界条件和加载方式等完全相同的数值有限元模型。文献[1]中试件 A 主要模拟施工阶段组合梁的受力性能,此阶段仅有钢主梁和桥面板尚未施工,采用两点加载模式,只在钢主梁上加载,分别测试钢主梁的下翼缘与上翼缘的应变及钢主梁的挠度,与数值模型计算结果(如图 3、4 所示)对比。CS1、CS2、CS3、CS4 为试件 A、B 的截面。试件 B 主要模拟运营阶段组合梁的受力性能,此阶段钢主梁和混凝土共同受力,采用两点加载模式,分别测试钢主梁下翼缘与桥面板上翼缘的应变以及组合梁的挠度,与数值模型计算结果(如图 5~7 所示)对比。

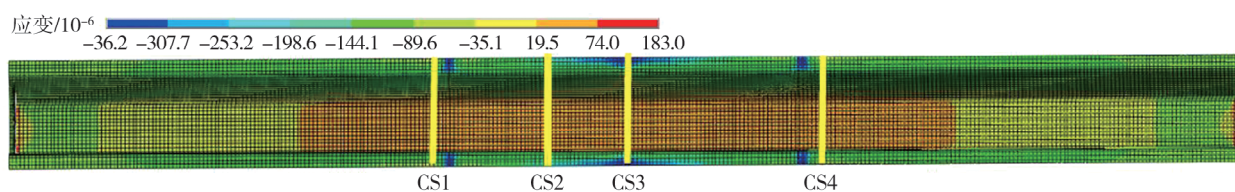


图 3 试件 A 数值模型模拟应变云图

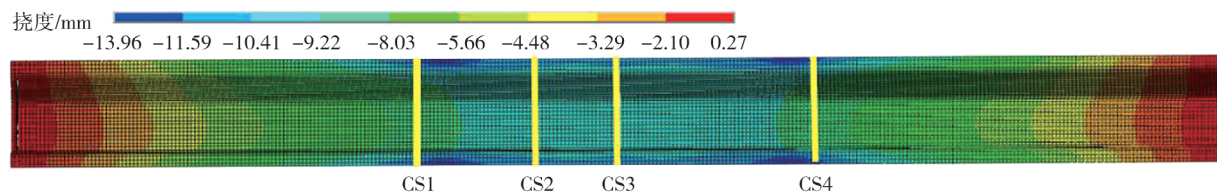


图 4 试件 A 数值模型模拟挠度云图

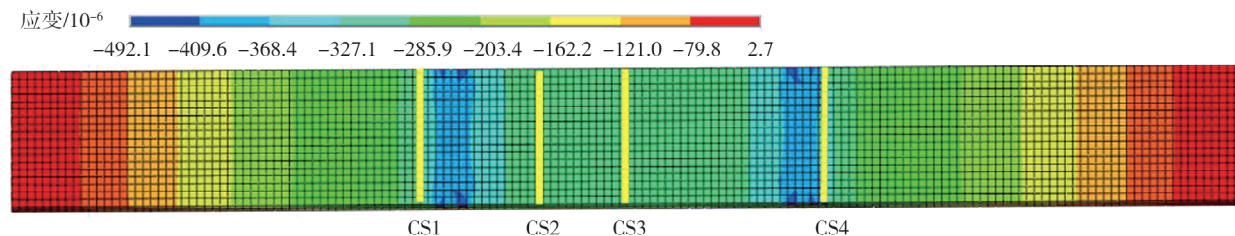


图 5 试件 B 混凝土桥面板数值模型模拟应变云图

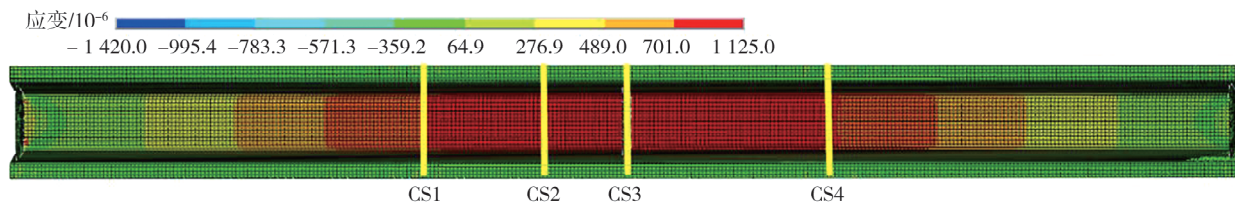


图 6 试件 B 钢主梁数值模型模拟应变云图

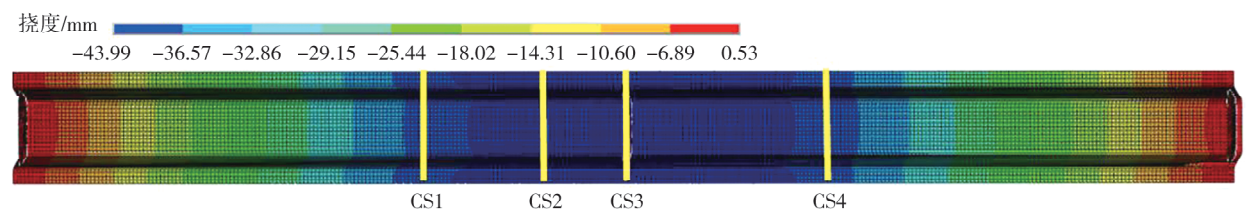


图 7 试件 B 数值模型模拟挠度云图

试件 A、B 截面 CS1、CS2、CS3、CS4 下翼缘与上翼缘应变及钢主梁挠度的实测结果与数值计算结果对比如表 2、3 所示。

表 2 试件 A 实测结果与数值计算结果对比

截面	下翼缘应变/ 10^{-6}		下翼缘应变 相对差/%	上翼缘应变/ 10^{-6}		上翼缘应变 相对差/%	跨中挠度/mm		跨中挠度 相对差/%
	实测	数值计算		实测	数值计算		实测	数值计算	
CS1	140	120	14	-100	-98	2	-8.9	-8.7	2
CS2	104	106	2	-150	-162	8	-9.4	-9.7	3
CS3	91	98	8	-235	-265	13	-10.4	-9.9	5
CS4	124	111	10	-107	-98	8	-8.9	-8.7	2

注:表中试验结果均为平均值;正应变表示承受拉应力,负应变表示承受压应力;正挠度表示变形竖直向上,负挠度表示变形竖直向下。下同。相对差为实测结果与数值计算结果的绝对值之差与实测结果之比。

表 3 试件 B 实测结果与数值计算结果对比

截面	下翼缘应变/ 10^{-6}		下翼缘应变 相对差/%	上翼缘应变/ 10^{-6}		上翼缘应变 相对差/%	跨中挠度/mm		跨中挠度 相对差/%
	实测	数值计算		实测	数值计算		实测	数值计算	
CS1	1 241	1 013	18	-414	-370	11	-43.9	-37.6	14
CS2	1 146	1 022	11	-398	-360	10	-46.5	-42.9	8
CS3	1 134	1 070	6	-360	-330	8	-51.3	-45.9	11
CS4	1 193	1 004	16	-459	-415	10	-43.7	-37.6	14

由表 2、3 可知:少数点相对差较大,试件 A 大多数点的实测结果与数值计算结果平均相对差为 6.42%,试件 B 为 11.42%,吻合度较好。材料实际性能受各未知变量(如收缩、徐变和老化等)影响,实测结果与数值计算结果相对差小于 15%时,可认为误差较小^[23]。表明数值有限元模型能较好地模拟 U 型组合梁受力全过程中钢主梁和混凝土桥面板的应力及变形情况。

3 结果分析

经验证,采用数值有限元模拟方法计算精确度较高,据此研究 U 型组合梁抗弯承载力在不同剪力连接程度下的变化规律。剪力钉布设方式保持一致,剪力连接程度系数 w 分别为 0.02、0.10、0.20、0.30、0.40、0.50 时,计算得到 U 型组合梁抗弯承载力,组合梁荷载-跨中挠度、弯矩-跨中挠度曲线如图 8 所示。由图 8 可知: $w=0.02\sim 0.30$ 时,随剪力连接程度系数的增大,组合梁的抗弯承载力增大,当 $w>0.30$ 时,U 型组合梁的抗弯承载力变化不大,仅从受力角度考虑,剪力钉数为文献[1]布置的 30%时,钢梁和混凝土已达到完全剪力连接;当 $w=0.02$ 时,U 型钢和混凝土桥面板组合受力的抗弯承载力比非组合受

力增大 25%。

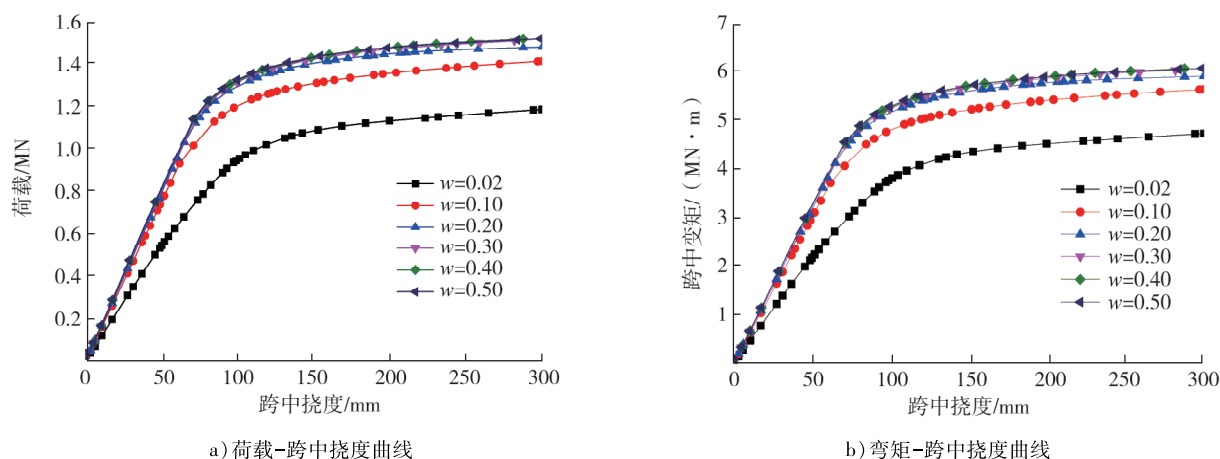


图 8 不同剪力连接程度系数下组合梁荷载-跨中挠度、弯矩-跨中挠度曲线

组合梁抗弯承载力的变化规律在弹性阶段受剪力连接程度影响相对较小,在塑性阶段相对较大。在合理范围内减少剪力钉时,U 型组合梁在运营期的抗弯强度和抗弯刚度差异较小,表明工程应用中采用部分剪力连接可行;采用塑性设计方法时,U 型组合梁应考虑剪力连接程度系数对组合梁抗弯承载力的影响^[24]。

为验证数值模型计算的准确性,根据文献[25-27]分别计算完全剪力连接条件下所需剪力钉数。

3.1 钢-混凝土组合桥梁设计规范计算方法

1) 采用剪力钉剪断和混凝土压碎时的最小承载力作为 1 个剪力钉的抗剪承载力。破坏模式为剪力钉剪断时抗剪承载力

$$N_v^c = 1.19 \{A_{std}\} \{f_{std}\} (\{E_c\} / \{E_s\})^{0.2} (\{f_{cu}\} / \{f_{std}\})^{0.1},$$

式中: $\{A_{std}\}$ 为以 mm^2 为单位剪力钉横截面积 A_{std} 的数值, $\{f_{std}\}$ 为以 MPa 为单位的剪力钉抗拉强度 f_{std} 的数值, $\{f_{cu}\}$ 为以 MPa 为单位的边长为 150 mm 的混凝土立方体标准抗压强度 f_{cu} 的数值, $\{E_s\}$ 为以 MPa 为单位的剪力钉弹性模量 E_s 的数值, $\{E_c\}$ 为以 MPa 为单位的 E_c 的数值。

破坏模式为混凝土压碎时抗剪承载力

$$\{\tau_v^c\} = 0.43\eta \{A_{std}\} \sqrt{\{f_{cd}\} \{E_c\}},$$

式中: η 为群钉效应折减系数, $\{f_{cd}\}$ 为以 MPa 为单位的混凝土的轴心设计抗压强度 f_{cd} 的数值。

2) 正弯矩区段内钢梁与混凝土桥面板交界面的纵向剪力

$$\tau_s = \min\{A_s f_{sd}, A_c f_{cd}\},$$

式中: A_s 为 U 型钢梁的横截面积, A_c 为混凝土桥面板横截面积, f_{sd} 为钢材的设计抗拉强度。

3) 每个剪跨区段内剪力钉数 n_{std} 应满足

$$n_{std} \geq \tau_{std} / \tau_v^c,$$

式中 V_{std} 为每个剪跨区段内混凝土桥面板与 U 型钢梁界面的纵向剪力。

3.2 欧洲规范计算方法

采用自动焊接剪力钉形式,且杆部直径不大于 22 mm 时,应采用剪力钉剪断和混凝土压碎时的最小承载力设计抗剪承载力。破坏模式为剪力钉剪断时抗剪承载力

$$\{P_{Rd}\} = 0.8 \{f_u\} \pi \{d\}^2 / (4\gamma_v),$$

式中: $\{d\}$ 为以 mm 为单位的剪力钉杆部直径 d 的数值; $\{f_u\}$ 为以 MPa 为单位的抗拉极限强度 f_u 的数值; γ_v 为极限破坏状态时的安全分项系数, $\gamma_v = 1.25$ 。

破坏模式为混凝土压碎时抗剪承载力

$$\{P_{Rd}\} = 0.29\alpha \{d\}^2 \sqrt{\{f_{ck}\} \{E_{cm}\}} / \gamma_v,$$

式中: α 为系数,当 $H/d > 4$ (H 为剪力钉总高度)时, $\alpha = 1$, $3 \leq H/d \leq 4$ 时, $\alpha = 0.2(H/d + 1)$; $\{f_{ck}\}$ 为以MPa为单位的圆柱体标准抗压强度 f_{ck} 的数值; $\{E_{cm}\}$ 为以MPa为单位的混凝土平均割线模量 E_{cm} 的数值。

3.3 美国 AASHTO 计算方法

单个剪力钉承载力

$$Q_r = \phi_{sc} Q_n,$$

式中: Q_n 为单个剪力钉名义抗剪承载力, $\{Q_n\} = 0.5 \{A_{std}\} \sqrt{\{f_{cd}\} \{E_c\}} \leq \{A_{std}\} \{F_{su}\}$,其中, $\{Q_n\}$ 为以N单位的 Q_n 的数值, $\{F_{su}\}$ 为以MPa为单位的单个剪力钉抗拉承载力 F_{su} 的数值; ϕ_{sc} 为剪力钉抗力系数, $\phi_{sc} = 0.85$ 。

界面纵向剪力均按文献[25]近似为8.61 MN,考虑受力条件下的剪力钉数,未考虑构造要求等,完全剪力连接条件下,文献[25-27]的单钉承载力分别为103.364、97.265、113.630 kN,所需最少剪力钉数分别为83、88、76。完全剪力连接条件下不同规范计算的所需最少剪力钉数较接近,但数值模拟剪力钉数仅为文献[1]的30%。仅从抗弯性能角度考虑,U型组合梁的连接件数尚有优化空间。为保证满足各规范要求,跨径16 m的U型组合梁按完全剪力连接最少需88个剪力钉。

4 结论

1)分别采用壳单元和实体单元模拟钢梁和桥面板,钢-混凝土界面法向采用硬接触方式,采用梁单元模拟竖向连接件,可较准确地分析U型组合梁的应力变化规律。

2)随剪力连接程度系数的增大,跨径16 m的U型组合梁的抗弯承载力不断增大;当剪力连接程度系数为原布置的0.3时,承载力不再增大,仅从抗弯性能角度考虑,U型组合梁的连接件数量尚有优化空间。

3)弹性阶段U型组合梁抗弯承载力的变化规律受剪力连接程度影响相对较小,工程应用中采用部分剪力连接可行;塑性阶段U型组合梁抗弯承载力的变化规律受剪力连接程度影响相对较大,采用塑性分析方法时,U型组合梁抗弯承载力的计算与验算应考虑剪力连接程度系数的影响。

参考文献:

- [1] BARTH K E, MICHAELSON G K, BARKER M G. Development and experimental validation of composite press brake-formed modular steel tub girders for short-span bridges[J]. Journal of Bridge Engineering, 2015, 20(11):4015007.
- [2] DENG Y H, PHARES B M, STEFFENS O W. Experimental and numerical evaluation of a folded plate girder system for short-span bridges: a case study[J]. Engineering Structures, 2016, 113: 26-40.
- [3] NAKAMURA S. Bending behavior of composite girders with cold formed steel U-section[J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(9):1169-1176.
- [4] BURGUEÑO R, PAVLICH B S. Evaluation of prefabricated composite steel box girder systems for rapid bridge construction[D]. East Lansing, Michigan, USA: Michigan State University, 2010.
- [5] GLASER L A. Constructability testing of folded plate girders[D]. Lincoln, USA: University of Nebraska, 2010.
- [6] 刘永健,高诣民,周绪红,等. 中小跨径钢-混凝土组合梁桥技术经济性分析[J]. 中国公路学报,2017,30(3):1-13.
- [7] 张泽军,沈传东,刘丞,等. 钢-混组合梁桥荷载横向分布系数的影响参数分析[J]. 山东建筑大学学报,2024,39(4):16-24.
- [8] 封博文,刘永健,周绪红,等. 曲线双工字钢-混凝土组合梁桥弯扭性能1:2模型试验[J]. 中国公路学报,2023,36(5):109-127.
- [9] 刘永健,吴浩伟,封博文,等. 车轮荷载作用下双工字钢组合梁桥横桥向焊钉拉拔效应[J]. 建筑科学与工程学报,2020,37(2):1-10.
- [10] 黄荆,莫时旭,郑艳,等. UHPC-窄幅钢箱组合梁负弯矩下受力性能研究[J]. 广西大学学报(自然科学版), 2023, 48(3): 506-518.

- [11] 欧阳泽卉,师少辉,朱玉. 狮子洋通道钢-混凝土组合梁桥结构选型研究[J]. 桥梁建设, 2023,53(增刊1):76-83.
- [12] 赵赓. 新型 U 形钢-混凝土组合梁力学性能及设计方法[D]. 重庆:重庆大学,2020.
- [13] 张兆昌,范旭红,杨帆,等. 内翻 U 形高强外包钢-高强混凝土连续组合梁截面设计及内力重分布试验研究[J]. 建筑结构,2019,49(6):55-60.
- [14] 余元林. 基于截面分类的 U 形钢-混凝土组合梁外包钢板件宽厚比限值[D]. 重庆:重庆大学,2023.
- [15] 吴泓滔. 外包内翻 U 形钢-混凝土组合梁负弯矩区承载力及裂缝宽度研究[D]. 重庆:重庆交通大学,2024.
- [16] 计明明. U 形外包钢再生块体混凝土梁的受弯及耐火性能研究[D]. 广州:华南理工大学,2018.
- [17] 张冰杰. 型钢与外包钢纤维活性粉末混凝土的界面粘结性能试验研究[D]. 济南:山东建筑大学,2022.
- [18] 杜德润,刘进通,蒋济同. U 形外包钢-混凝土主次梁节点受力性能研究[J]. 钢结构(中英文),2022,37(5):28-35.
- [19] 管宇,周绪红,石宇,等. 冷弯薄壁型钢组合楼盖面外和面内刚度试验研究及理论分析[J]. 工程力学,2023,40(10):21-32.
- [20] 聂建国,刘明,叶列平. 钢-混凝土组合结构[M]. 7 版. 北京:中国建筑工业出版社,2011.
- [21] 程高,刘永健,邱洁霖,等. PBL 加劲型矩形钢管混凝土不等宽 T 型节点应力集中系数分析[J]. 建筑科学与工程学报,2014,31(4):74-79.
- [22] 刘永健,刘君平,池建军. 钢管混凝土界面抗剪粘结滑移力学性能试验[J]. 广西大学学报(自然科学版),2010,35(1):17-23.
- [23] LEBET J P,MANFRED A H. Steel bridges: conceptual and structural design of steel and steel-concrete composite bridges [M]. Lausanne, Switzerland: EPFL Press, 2013.
- [24] 中华人民共和国住房和城乡建设部,上海市城市建设设计研究总院. 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,2014.
- [25] 中华人民共和国住房和城乡建设部,中华人民共和国国家质量监督检验检疫总局. 混凝土结构设计规范:GB 50010—2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2015.
- [26] 狄谨,秦凤江,徐晓青. Eurocode 4:钢与混凝土组合结构设计[M]. 2 版. 北京:人民交通出版社,2020.
- [27] AASHTO. AASHTO LRFD bridge design specification[S]. Washington, DC: American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), 2017.

Influence of shear connection degree on the bending load capacity of cold-formed U-shaped composite girders

LIN Yanjun¹, ZHANG Zejun², ZHANG Tiantao³

1. Shandong Luqiao Group Co., Ltd., Jinan 250013, China;

2. Innovation Research Institute, Shandong Hi-Speed Group Co., Ltd., Jinan 250014, China;

3. Shandong Hi-Speed Infrastructure Construction Co., Ltd., Jinan 250000, China

Abstract: To study the effect of shear connection degree on the bending capacity of U-shaped composite beams, eight groups of numerical model experiments are designed based on factors such as shear connection degree, number of shear studs, and spacing of shear studs. A validated finite element model is used to calculate and analyze the strain and deflection. According to different codes from China, Europe, and the United States, the minimum number of shear studs required under fully shear-connected conditions is calculated separately. The results indicate that the numerical finite element model can effectively simulate the stress and deformation of the steel main beam and concrete deck slab throughout the loading process of the U-shaped composite beam, with the error between the measured results and numerical simulation results being less than 15%. When the shear connection degree coefficient is between 0.02 and 0.30, the bending capacity of the U-shaped composite beam with a span of 16 m continuously increases as the shear connection degree coefficient increases. When the

(下转第 52 页)