

型钢组合梁桥合理跨径及性能试验研究

马芹纲¹, 黄亮¹, 李闯¹, 宋军²

(1.浙江数智交院科技股份有限公司, 浙江 杭州 310000; 2.同济大学, 上海市 200082)

摘 要: 为确定梁高大于 700 mm 的 H 型钢组合梁的适用跨径, 对实际工程结构设计与应用提供理论依据及参考, 以每平方米用钢量与控制应力为指标, 进行 H 型钢组合梁合理跨径的数值理论研究。同时依托实际工程对 H 型钢组合梁进行现场性能试验, 把握结构在施工与加载情况下的挠度变形与应力状态, 检验理论模型的有效性。研究表明, 不同型号下 H 型钢组合梁的最大适用跨径在 19 ~ 27 m, 且在桥宽相同及满足控制指标的情况下, 梁高越高所需的用钢量越小。加载过程中, H 型钢组合梁的跨中挠度与最大应力都相对较小, 结构刚度较大, 安全可靠; 卸载过程中, 变形与应力都能很好地恢复至上一状态, 结构仍处于弹性阶段。

关键词: 型钢组合梁; 合理跨径; 性能试验; 挠度变形; 控制指标

中图分类号: U446

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2022)10-0198-06

0 引 言

目前, 钢板组合梁桥是中小跨径桥梁常采用的型式之一。该种桥梁结构形式充分发挥了钢板和混凝土两种结构材料的特点, 被广泛应用于桥梁建设领域中^[1-2]。由于其容易形成标准化和规格化的产品, 可在提高结构建设效率的同时保证质量, 具有工业化建造的广泛应用前景。

在钢板组合梁的静力性能研究方面, 刘劲等^[3]通过试验研究与数值模拟对钢板组合梁负向抗弯刚度的影响参数进行了探讨, 结果显示剪力连接强度对其的影响最大, 纵筋率次之。Zhang 等^[4]在考虑层间滑移的情况下, 研究了钢板组合梁的受弯性能, 通过建立的力学模型预测不同荷载下的层间滑移与挠度变形, 发现数值模型中是否考虑层间滑移效应对组合梁的挠度变形影响极大。同时, 冀伟等^[5]对钢板组合梁的挠度计算进行了研究, 其中考虑了层间滑移和剪切变形, 分析发现, 层间滑移会增大梁体挠度, 降低钢板组合梁刚度, 最后得出需要考虑层间滑移效应的连接件抗剪刚度阈值。Yan 等^[6]考虑几何与材料非线性, 以及组合梁各部件之间的接触关系, 建立了钢板组合梁三维有限元模型, 并利用试验验证了模型的合理性, 包括抗力、变形行为和失效模式。在钢板组合梁桥的动力性能方面, 侯忠明等^[7]发现剪力连接件的滑移对结构的动力特性有重大影响, 并

基于此建立了车桥动力相互作用的分析模型。

然而, 目前钢板组合梁桥的钢梁均采用焊接施工工艺, 腹板加劲肋较多, 焊缝数量较多, 本身存在质量死角及质量隐患。且各个地区钢板梁型号多样, 难以产品化, 不利于钢板组合梁桥的推广应用。因此, 中小跨径钢板组合梁桥的推广和应用过程中急需进一步优化其构造, 保证焊接质量, 提高施工效率, 提高结构耐久性等。

由于型钢一体成型可以消除焊接问题, 是一种可替代焊接钢板的成熟产品。相较于传统钢板组合梁结构, 型钢结构便于标准化生产和施工, 具有结构自重轻、舒适性好等诸多优点。近年来, 国内许多学者将 H 型钢组合梁应用到桥梁结构工程中。研究内容主要集中在大规格热轧 H 型钢组合梁合理结构形式, 大规格热轧 H 型钢合理断面、材料, 以及配套的装配式桥墩设计方案等。例如, 杨勇等^[8-10]对装配式型钢混凝土梁的受弯、受剪等性能进行了一系列研究, 探讨分析了其承载能力、破坏机理、破坏形态。然而, 对于 H 型钢在钢板组合梁桥合理跨径的设计应用当中, 尚未形成明确的理论体系, 无法为实际工程提供参考。

本文根据所调研的 H 型钢产品型号, 以每平方米用钢量与控制应力为指标, 对各型号下的合理跨径与梁片数进行理论研究。同时依托红十五线保通便道工程, 对 HN900 × 300 型钢组合梁进行现场性能试验, 明确结构在施工与正常使用阶段的挠度与应力变化情况, 检验数值模型的可靠性。

收稿日期: 2022-02-11

作者简介: 马芹纲(1971—), 男, 硕士, 教授级高级工程师, 从事桥梁设计工作。

1 工程背景

杭绍甬高速公路杭州至绍兴段工程红十五线保通道工程中,某型钢混凝土组合梁便道桥的主梁结构为3×16 m跨径,采用结构简支、桥面连续的结构形式。其中,钢主梁采用HN900×300型钢,单跨横向布置7片;横梁采用HN450×200型钢,分别设置在端部和跨中位置处[见图1(a)];各桥跨内分别在主梁端部设置2道加劲肋,跨中设置1道加劲肋,全桥共计5道加劲肋[见图1(b)]。

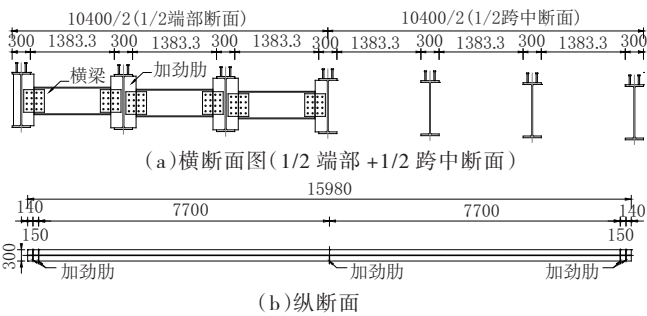


图1 红十五线保通道某型钢组合梁一般构造(单位:mm)

2 热轧H型钢组合梁合理跨径

2.1 参数设置

经调研,目前国内大部分H型钢生产厂家均能生产高度700 mm以下的H型钢,仅有少数钢铁厂可以生产700 mm以上的大型H型钢。为明确大型H型钢的适用情况并对实际H型钢组合梁的应用提供理论依据,共选取5个典型截面进行型钢组合梁不同梁高对应合理跨径的研究,其中各截面顶底板等厚,截面尺寸见表1,各型号H型钢断面如图2所示。

表 1 H 型钢截面尺寸及基本参数					单位:mm
型号	截面尺寸				
	<i>H</i>	<i>B</i>	<i>t</i> ₁	<i>t</i> ₂	<i>r</i>
HN700×300	700	300	13	24	18
HN800×300	800	300	14	26	18
HN900×300	900	300	16	28	18
HN1000×300	1000	300	19	36	18
HL1100B	1100	400	20	36	30

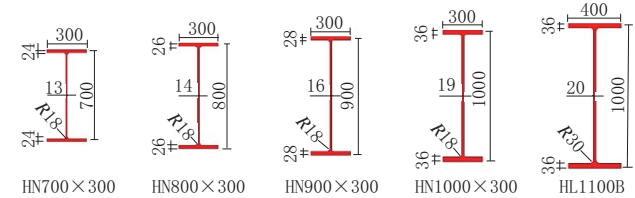


图2 各型号H型钢截面图(单位:mm)

以H型钢主梁在基本组合下的最大应力及每平方米用钢量作为控制指标(控制应力245 MPa,用钢量指标≤240 kg/m²),并由《热轧H型钢和剖分T型钢》(GB/T 11263—2017)^[11]可知各型号H型钢每延米的理论重量,从而大致得出不同高度H型钢横向主梁布置的最大片数,其中以12.5 m桥宽为例,参数见表2。从表2计算的主梁横向数量最大值可发现,随着梁高的增加,主梁横向数量也相应减少。

表2 不同梁高对应的横向主梁参数

梁高/mm	理论重量/(kg·m ⁻¹)	横向片数	主梁间距/m
700	182	16	0.77
800	207	14	0.88
900	240	12	1.05
1 000	310	9	1.44
1 100	390	7	1.92

2.2 有限元模型建立

采用桥梁专业有限元分析软件Midas Civil进行合理跨径数值分析计算,其中主梁与桥面板均采用梁单元模拟,桥面板与钢主梁之间的剪力键采用弹性连接模拟。结构自重包括Q345qD钢主梁78.5 kN/m³、25 cm厚C50混凝土桥面板26 kN/m³;二期恒载包括钢护栏,单侧重量按5.5 kN/m,以及10 cm厚沥青铺装;基础变位按照0.5 cm考虑;汽车荷载采用公路—I级荷载,车道布置宽度3.1 m,车轮间距1.8 m,车道按照最不利情况布置。模型边界分简支与连续两种情况比较分析,有限元模型如图3、图4所示。

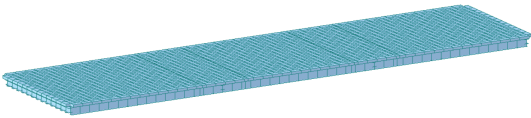


图3 全桥模型示意图

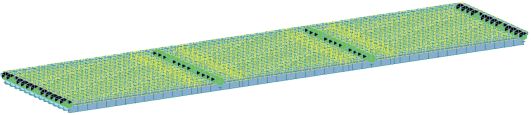


图4 连续梁模型边界设置示意图

2.3 数值分析结果与讨论

根据有限元计算及控制应力指标,可得到不同梁高H型钢组合梁对应可行跨径的最大值(见表3)。

由表3可知,不同H型钢型号之间,梁高增大,实际用钢量却减少,且跨径最大值相应提升,其中简支形式的跨径最大值要小于三跨连续的计算跨径值。同时,梁高较大的简支形式所计算的基本组合应力最大值都相对较高。其中不同的是,梁高为800 mm的结构应力比梁高700 mm的小3.7 MPa。三跨连续结构形式中,梁高为700 mm的应力值最小。

表3 不同梁高对应的计算结果

结构形式	梁高/mm	横向数量	实际用钢量/($\text{kg} \cdot \text{m}^{-2}$)	最大跨径/m	应力最大值/MPa
简支	700	16	233.0	19	239.0
	800	14	231.8	20	235.3
	900	12	230.4	22	239.6
	1 000	9	223.2	23	239.8
	1 100	7	218.4	25	239.7
三跨连续	700	16	233.0	20	231.7
	800	14	231.8	21	234.4
	900	12	230.4	23	233.1
	1 000	9	223.2	26	237.3
	1 100	7	218.4	27	232.9

3 现场试验方案设计

为分析论证实际 H 型钢组合梁的工作性能,针对依托工程红十五线保通便道第一孔开展现场试验,对施工阶段应力、加载测试阶段的变形和应力进行测试。

3.1 结构设计

实际结构参考上述合理跨径的理论分析结果,同时根据实际需求进行设计。采用结构简支、桥面连续方式,单跨跨径 16 m,共设置六孔,桥宽 10.4 m。为平衡实际用钢量与最大应力,以及生产运输便利性,钢主梁采用 HN900 $\times$ 300 型钢。由于实际结构的跨径与桥宽都相应减少,故按照合理跨径参考值,主梁片数作出对应调整,横向布置为 7 片,现场施工如图 5 所示。

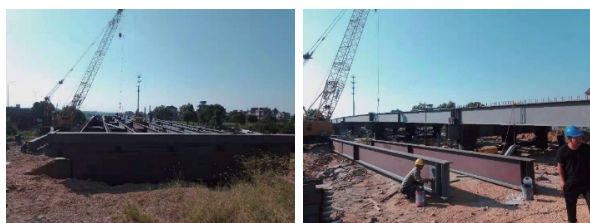


图5 项目现场施工

3.2 试验方案

由于型钢组合梁受力相对较为明确,本次试验主要对结构性能进行验证,对计算方法的可靠性进行检验。

3.2.1 测点布置

(1) 变形测点

由于静载试验时间较短,墩台沉降有限,在跨中梁底布置测点测试最大变形。主要采用全站仪通过测量标高反推变形,横向上每片梁梁底均布置测点,共布置 7 个变形测点(W1~W7)。

(2) 应变测点

关注受力最大的边梁和次边梁,对跨中应力进行检验,粘贴在跨中断面顶板、腹板、底板上,沿纵向粘贴。应变测点布置如图 6 所示。

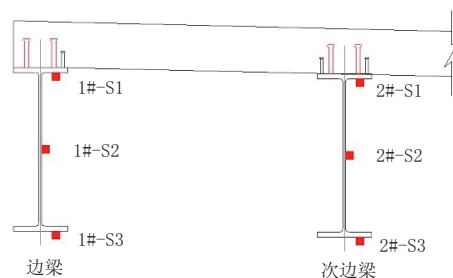


图6 应变测点位置

3.2.2 加载方案

基于静力计算,确定加载车型和位置,由于实际试验过程中试验环境、加载方式等因素,需按照实际情况对其内力计算结果进行优化调整。通过前期的理论计算确定合理加载效率,防止出现不能反映出桥梁在设计荷载下的工作性能和结构局部损坏的情况。实际荷载试验时,试验效率系数控制在 0.85 ~ 1.05 之间。

根据《公路桥梁荷载试验规程》(JTG/T J21-01—2015)^[12]建议的静力试验荷载效率,结合主要控制断面的设计弯矩值选用汽车-20 级的重车,如图 7 所示。经计算共需 2 辆重车,此类车辆的轴距和轴重见表 4。

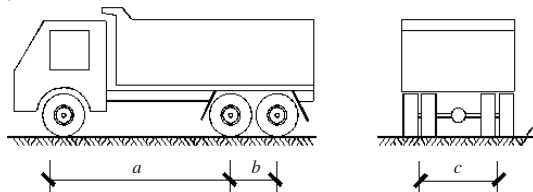


图7 重车形式

表4 现场加载车实测数据

车型	总重/kN	中后轴重/kN	前轴重/kN	距离 a/m	距离 b/m	距离 c/m
重车	350	140	70	3.5	1.4	1.8

试验车辆需注意前后装货均匀,不得堆载。基于荷载效应等效原则进行现场试验,所对应工况采用,加载形式如图 8 所示。

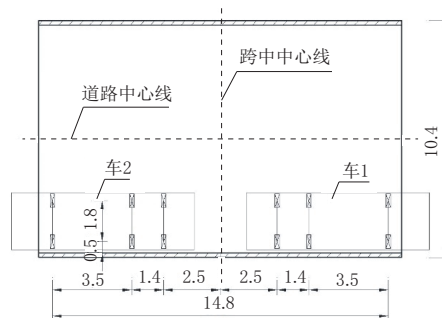


图8 型钢组合梁最大弯矩偏心布载示意图(单位:m)

同时按照图 8 所示的荷载位置对相应有限元模型施加荷载,可得试验荷载作用下上部结构弯矩与变形理论值。在试验荷载最大正弯矩加载作用下,边梁与次边梁跨中最大弯矩分别为 325.7 kN·m、272.5 kN·m,最大竖向位移分别为 1.2 cm、1.0 cm。

3.2.3 测试方法

对型钢组合梁的测试内容主要包括挠度与应变两部分。测试最不利偏载工况下的桥梁变形,对桥梁体系刚度、荷载横向分布特性进行检验。测试型钢应力随工况步的累计情况,最不利偏载工况下的型钢应力,对型钢安全性进行检验。具体测试方法如下。

(1)变形测试

采用全站仪进行线形监测,获取不同工况下各节段控制测点的相对标高。选择温度变化小、气温稳定的时间段进行测量,以消除日照温差引起的梁体的不规则变化。

(2)应变测试

为保证应变测试的长期稳定性、足够测量精度,选用振弦式表面式应变计及其对应计数仪,对型钢主梁进行长期施工过程观测。

3.2.4 测试工况

本现场试验主要分为施工与加载两个阶段。第一测试阶段需保证在施工时不会出现较大的应力,防止对后续测试造成干扰。第二测试阶段用于明确正常适用状态下型钢组合梁的挠度和应力状态情况。

(1)施工阶段

施工阶段主要测试应变,具体测试工况包括:钢梁无应力状态、钢梁架设施工和成桥工况。

(2)加载过程

加载过程中测试变形与应变,具体测试工况包括:预加载、卸载、1 号车加载、2 号车加载、2 号车卸载和 1 号车卸载。

3.2.5 试验及加载过程

待钢梁进场后进行应变传感器的焊接,然后对钢梁进行现场安装施工,如图 9 所示。



图 9 应变传感器与钢梁安装

在钢梁与桥面体系安装完成后,采用两辆重车分别对结构进行加载与卸载,如图 10 所示。

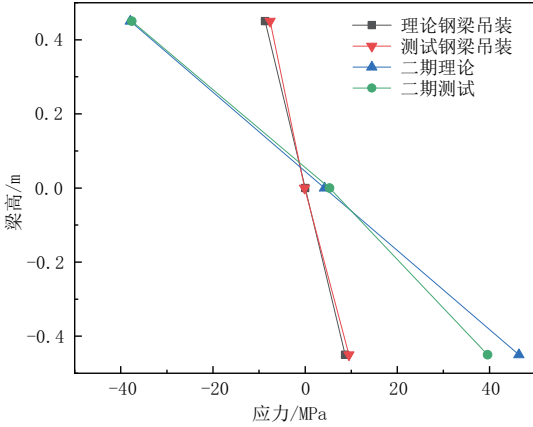


图 10 现场试验加载

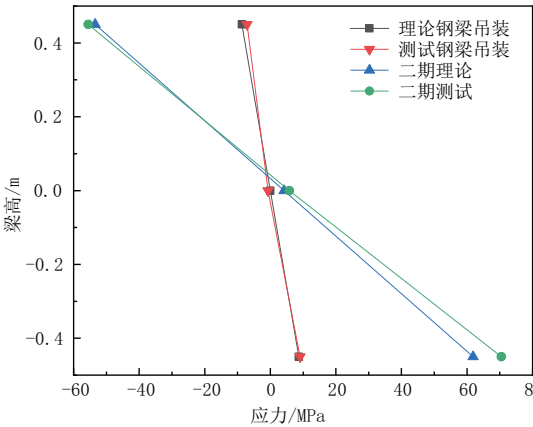
4 试验结果与分析

4.1 施工阶段测试结果

施工阶段测试结果如图 11 所示,从整体来看,钢梁应力理论值与测试值较为接近,校验系数在 0.85~1.15 之间。在钢梁吊装时其应力值较小,在 10 MPa 以内,与理论符合程度较好。二期铺装后的应力值较大,边梁的范围在 40 MPa 左右,次边梁的则在 60 MPa 左右。钢梁下翼缘应力偏差较大,边梁与次边梁的测试值与理论值相差分别为 6.8 MPa、8.6 MPa,可能受测试误差影响,整体偏差较小。



(a)边梁



(b)次边梁

图 11 施工阶段测试应力对比

4.2 加载试验测试结果

(1)位移测试结果分析

从加载过程变形可以看出,实测位移始终小于理论位移,结构整体刚度大于理论计算值。并且与加

载位置的距离越近,位移实测与理论相差越大,说明空间杆系有限元模型中的横向联系与实际情况有一定偏差。当只有1号车加载时,跨中主梁最大变形有4 mm,与理论值相差2 mm;当2号车加载时,最大变形增加至8 mm左右,与理论值相差4 mm,如图12所示。

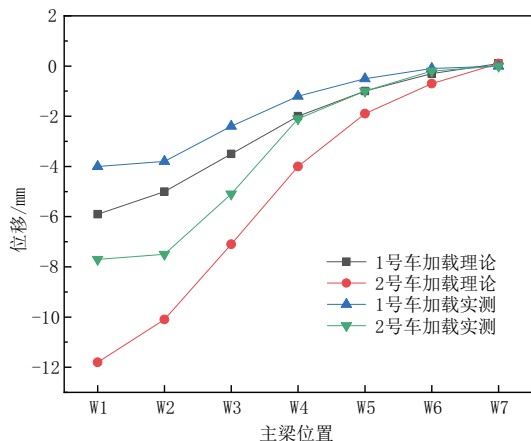


图12 加载过程位移测试

从卸载过程变形可以看出,2号车卸载后的实测位移小于理论位移,且跨中变形恢复至只有1号车加载的情况。完全卸载后,结构基本上恢复为零状态,残余变形在0.1~0.2 mm,结构处于线弹性状态,如图13所示。

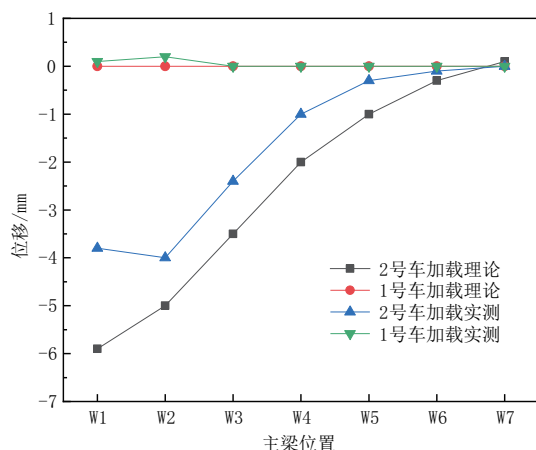


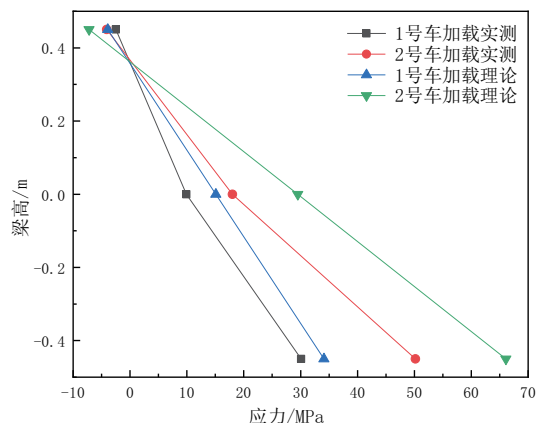
图13 卸载过程位移测试

(2) 应力测试结果分析

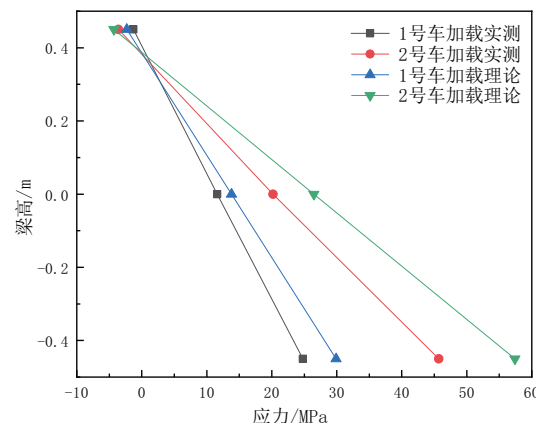
从加载过程应力测试可以看出,下翼缘应力要比腹板和上翼缘应力大,实测应力始终小于理论值,且上翼缘理论值与实际值偏差较小,腹板与下翼缘偏差较大。并且在荷载增大后实测值与理论值的偏差也会相应变大。

当1号车加载时,边梁与次边梁腹板应力在10 MPa左右,而下翼缘则有所不同,边梁下翼缘应力为34.1 MPa,次边梁为24.8 MPa。2号车加载后,边梁与次边梁腹板应力增加至20 MPa,边梁下翼缘

应力为50.2 MPa,次边梁为45.7 MPa左右,如图14所示。



(a) 边梁



(b) 次边梁

图14 加载过程应力测试

在2号车卸载后,实测应力恢复至1号车加载的工况,但边梁下翼缘应力要比之前测得的数据小1.7 MPa。当所有重车卸载后,边梁下翼缘还存在较大的残余应力(2.2 MPa),次边梁跨中各测点也出现残余应力负值,或由测试仪器误差引起,如图15所示。

5 结 语

本文对不同型号H型钢组合梁的合理跨径进行了研究,依托实际工程对HN900×300型钢组合梁开展现场性能试验,主要结论如下:

(1)不同型号热轧H型钢桥梁适用跨径为19~27 m,且同桥宽情况下,H型钢梁越高越大用钢量越小。

(2)施工阶段测试结果表明,钢梁安装时应力较小,且实测值与理论值接近;二期铺装后的应力增大,下翼缘实测应力值与理论值偏差较大。

(3)重车加载过程中位移变形测量值均小于理论位移,横向联系刚度较大,且越靠近加载位置,实测位移与理论位移偏差越大。

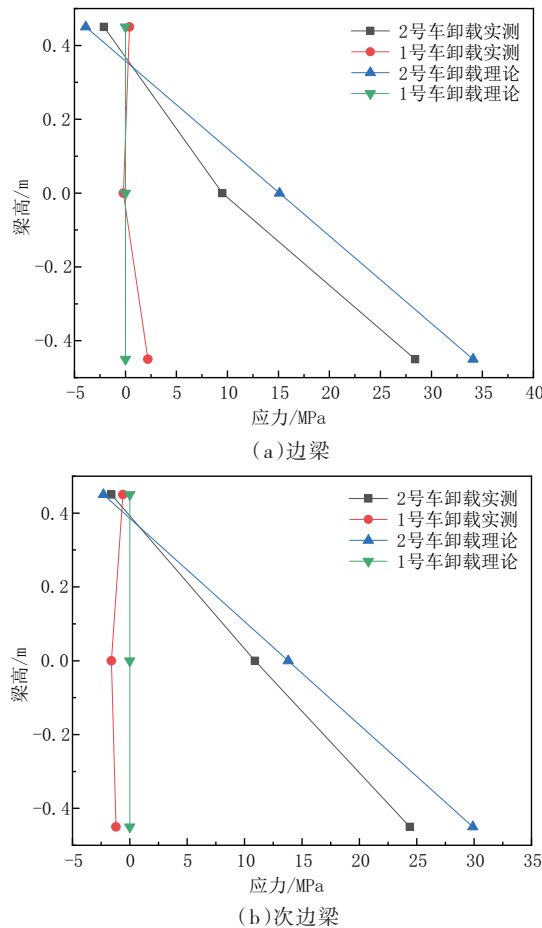


图 15 卸载过程应力测试

(4)加载过程中,上翼缘应力最小,腹板次之,下翼缘应力最大。同样,越靠近下翼缘,实测应力值与理论应力值偏差越大,这说明杆系有限元模型与实际结构存在一定偏差。

(5)在卸载过程中,主梁位移变形与应力都能很好地恢复到加载之前的数值范围,表明本试验型钢主梁梁桥的结构仍处于线弹性阶段,其整体受力性能良好。

参考文献:

[1] Zhu Y, Zhang J, Gao X. Construction management and technical innovation of the main project of Hong Kong-Zhuhai-Macao Bridge[J]. Frontiers of Engineering Management, 2018, 5(1):128-132.

[2] 陈宝春,牟廷敏,陈宜言,等.我国钢-混凝土组合结构桥梁研究进展及工程应用[J].建筑结构学报,2013,34(S1):1-10.

[3] 刘劲,丁发兴,蒋丽忠,等.负弯矩荷载下钢-混凝土组合梁抗弯刚度研究[J].铁道科学与工程学报,2019,16(9):2281-2289.

[4] Zhang Q, Jia D, Bao Y, et al. Flexural behaviors of steel-concrete composite beam considering interlayer slip [J].Journal of Structural Engineering, 2019, 145(9): 04019084.

[5] 冀伟,孙斌,邓露,等.多因素影响下钢-混凝土组合梁的挠度计算分析[J].湖南大学学报(自然科学版),2019,46(5):30-38.

[6] Yan J B, Li Z X, Xie J. Numerical and parametric studies on steel-elastic concrete composite structures [J].Journal of Constructional Steel Research, 2017, 133:84-96..

[7] 侯忠明,夏禾,李运生,等.某高速铁路钢-混凝土组合梁桥车桥动力响应分析[J].钢结构(中英文),2019,34(12):82-87.

[8] 杨勇,于云龙,杨洋,等.部分预制装配型钢混凝土梁受剪性能试验研究[J].建筑结构学报,2017,38(6):53-60.

[9] 杨勇,薛亦聪,于云龙,等.部分预制装配型钢混凝土梁受弯性能试验研究[J].建筑结构学报,2017,38(9):46-53.

[10] 杨勇,薛亦聪,于云龙,等.部分预制装配型钢混凝土梁受力性能试验研究[J].土木工程学报,2018,51(4):1-9, 19.

[11] GBT 11263—2017,热轧 H 型钢和剖分 T 型钢[S].

[12] JTG/T J21-01—2015,公路桥梁荷载试验规程[S].

(上接第 191 页)

收集区域建设项目用地指标等信息,以确保 SWMM 模拟评估结果以及构建的年径流总量控制率指标分解体系和建设项目指引指标体系符合区域实际情况。

参考文献:

[1] 谢胜,张辰,吕永鹏,等.基于排水防涝安全的市政工程设计优化案例研究[J].给水排水,2017,53(7):16-19.

[2] 王宁,曾坚,丁懿媛.空间治理背景下海绵城市规划体系和实施研

究[J].城市规划,2020,44(11):30-37.

[3] 郭涛,苏振宇.海绵城市规划中径流控制分区及 LID 控制指标量化研究——以昆明为例[J].上海城市规划,2016(4):115-119.

[4] 张车琼.海绵城市规划中年径流总量控制目标分解方法研究[J].给水排水,2017,53(8):51-54.

[5] 栗玉鸿,李帅杰,宗晶.“放管服”背景下的海绵建设项目管控制度探索[J].中国给水排水,2022,38(6):55-59.

[6] 许可,郭迎新,吕梅,等.对完善我国海绵城市规划设计体系的思考[J].中国给水排水,2020,36(12):1-7.