

钢筒支梁的新型桥面连续结构抗弯性能试验研究

邵旭东^{1,2} 周银东¹ 曹君辉¹ 孙平宽³ 祝飞翔¹

(1. 湖南大学, 湖南长沙 410082; 2. 湖南大学风工程与桥梁工程湖南省重点实验室, 湖南长沙 410082;
3. 中国公路工程咨询集团有限公司, 北京 100195)

摘要: 简支梁桥桥面伸缩缝多, 导致行车不舒适, 因而多跨简支梁采取桥面连续的措施被广泛应用。海南铺前跨海大桥引桥跨越地震带, 为提高行车舒适性, 同时达到强震下保护钢梁梁体的目的, 文章提出受力性能优良、易修复的钢-STC(super toughness concrete, 简称 STC)轻型组合简支变桥面连续结构。为探明该简支梁的新型桥面连续结构的抗弯性能, 设计两种方案, 并对两种方案分别开展负弯矩区足尺模型试验。结果表明, 方案 2 的裂缝开展集中在螺栓连接带区域, 而方案 1 螺栓带 STC 基本无裂缝发展。从破坏模式看, 方案 1 为 U 肋受压屈服, 螺栓未剪断; 方案 2 为螺栓剪断, U 肋未屈服, 这意味着在强震下简支变桥面连续结构可保护钢箱梁主体结构。通过有限元软件对试验进行仿真模拟, 计算结果与试验结果吻合良好。在此基础上, 对两种桥面连续结构方案进行实桥有限元计算, 结果表明, 两种方案均能满足正常使用极限状态的使用要求, 但方案 2 中 STC 层的抗裂安全系数(21.4MPa/19.7MPa=1.09)高于方案 1(22.4MPa/22.0MPa=1.02)。通过计算两个方案的设计弯矩, 并与试验得到的极限抗弯承载力比较, 方案 1 和方案 2 的承载力系数分别为 1.1 和 1.8, 方案 2 高于方案 1。同时计算得到两个方案的转角刚度基本持平, 均高于原简支梁设计方案。综合试验结果和计算结果, 方案 2 优于方案 1, 目前该方案已应用于海南铺前跨海大桥的引桥工程中。

关键词: 钢-STC 轻型组合桥面结构; 钢筒支梁的桥面连续结构; 足尺模型试验; 有限元分析
中图分类号: U443.32 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-131X(2019)12-0080-13

Experimental study on flexural behavior of novel continuous deck structure in steel simply-supported beams

Shao Xudong^{1,2} Zhou Yindong¹ Cao Junhui¹ Sun Pingkuan³ Zhu Feixiang¹

(1. Hunan University, Changsha 410082, China; 2. Hunan Province Key Laboratory of Wind and Bridge Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China; 3. China Highway Engineering Consultants Corporation, Beijing 100195, China)

Abstract: A large number of expansion joints on bridge decks of simply-supported beam bridges may lead to driving uncomfortable, so that the measures of continuous decks for multi-span simply-supported beam bridges have been widely used. The Hainan Puqian sea-crossing bridge is located in the seismic zone. To improve driving comfort and to achieve the purpose of protecting the main structure of the box girder under strong earthquake, a continuous structure of steel-STC lightweight composite simply-supported beam bridges with excellent performance and easy to repair was proposed. To explore the bending resistance of the continuous bridge deck of simply-supported beam bridge, two schemes were proposed for the full-scale model test of negative bending moment. Test results showed that in the scheme 2, the cracks focused on the bolt connection area, but in the scheme 1, rare cracks occurred at the bolt connection area. From the failure mode, it was observed that in the scheme 1, U ribs yielded under compression and the bolts didn't fail under shearing. While in the scheme 2, U ribs didn't yield and the bolts failed under shearing. That means that under seismic loads the continuous deck structure was destroyed firstly to protect the main structure of the box girder. Finite element software was used to simulate the experiments, and the results agreed well with the test results. On this basis, the finite element calculations of real bridge for the two schemes of continuous decks of Hainan Puqian sea-crossing bridge were carried out. The results disclose

基金项目: 国家自然科学基金(51778223, 51708200)、湖南省科技重大专项(2017SK1010)和中国博士后科学基金(2017M610497)

作者简介: 邵旭东, 博士, 教授

收稿日期: 2018-03-30

that both schemes can meet the requirements of serviceability limit state. However, the factor of safety against cracking of the STC layer in scheme 2 ($21.4 \text{ MPa}/19.7 \text{ MPa}=1.09$) is higher than scheme 1 ($22.4 \text{ MPa}/22.0 \text{ MPa}=1.02$). By calculating the design moment of the two schemes and comparing with the ultimate flexural capacity obtained from the test, the bearing capacity coefficients of scheme 1 and scheme 2 are 1.1 and 1.8 respectively, and that of scheme 2 is higher than that of scheme 1. In addition, the angular stiffness calculated from the two schemes is basically equal, which is higher than that calculated from the original scheme of simple-supported beam. From a comprehensive view, scheme 2 is better than scheme 1. Consequently, scheme 2 has been applied to the approach bridge project of the Hainan Puqian sea-crossing bridge.

Keywords: steel-STC lightweight composite bridge structure; steel simply-supported girder bridge with continuous decks; full-scale model test; finite element analysis

E-mail: shaoxd@vip.163.com

引 言

简支桥梁具有施工快捷、受力简明等优点,但伸缩缝较多,易出现桥头跳车、伸缩装置渗水等问题^[1-2],应用于高烈度地震区时还存在落梁风险^[3-4]。连续梁桥虽然具有桥面伸缩缝少、行车舒适性好等优点,但存在施工和结构受力复杂等不足。简支梁桥的桥面连续结构(也称为简支变桥面连续结构)集中了上述两种桥型的优点,既保留了简支梁受力施工简单的特点,又提高了行车的舒适性,成为梁式桥探索的方向。

目前对简支梁桥桥面连续结构的研究多局限在混凝土桥领域。例如王城泉等^[5]提出了适用于混凝土空心板梁桥的拱型桥面连续构造形式,并进行了实桥荷载试验与数值仿真;王岗等^[6]根据拱形结构因拱脚受拉使拱顶产生正弯矩的特点,提出了一种拱型桥面连续装置,并进行了模型试验和有限元计算。而对于钢结构桥梁,却鲜有对简支桥梁桥面连续结构的报道。

钢桥常采用正交异性钢桥面板,这种桥面存在桥面板易疲劳开裂、沥青铺装层频繁破损等难题^[7],为综合解决上述难题,作者所在团队研发了钢-STC 轻型组合桥面结构,以大幅提高钢桥面的局部刚度,降低车载作用下桥面应力,从而解决病害问题^[8-10]。

目前这种轻型组合桥面结构将应用在海南铺前跨海大桥中,其跨断裂带引桥为十跨简支梁。为提高行车舒适性,并实现大桥在震后的快速修复,本文以该桥为背景,提出了钢筒支梁的新型桥面连续结构。具体提出了两种方案,方案 1:倒 T 肋焊接于钢桥面顶板与端横隔板上,高度与 U 肋等高,横向位置与 U 肋一一对应,倒 T 肋腹板与翼缘均通过高强螺栓相连;方案 2:倒 T 肋高度降低,焊接于钢桥面顶板与端横隔板上,但横向位置位于相邻 U 肋之间,取消倒 T 肋腹板上的高强螺栓。

由于桥面连续结构位于负弯矩区,为避免 STC

层开裂,需要对这两种桥面连续结构方案开展理论和试验研究,以掌握其抗弯性能,指导实桥设计。但国内外尚未见相关研究的报道。邵旭东等^[11]针对钢箱梁旧桥桥面维修,采用超高韧性混凝土(STC)提高螺栓连接区域混凝土铺装层的抗裂性,提出了两项强化构造措施,并相应设计了 4 种方案。结果表明,局部加密剪力钉,同时部分纵向钢筋与拼接钢板局部焊接的方案抗裂效果最好。

虽然该研究可为本文研究提供借鉴,但由于两者在解决问题的思路、受力特点和构造上存在显著差别。因此,为探明简支钢梁中桥面连续结构的基本受力性能,本文具体开展了两种方案的足尺模型试验,来探明 STC 的弯拉受力性能以及破坏模式,并进行了试验精细化建模和实桥计算,为实桥提供设计参考。

1 工程背景

铺前大桥位于海南岛东北端,连接海口和文昌两市,大桥全长 5.7km,其中跨海大桥长约 3.8km。铺前大桥建设条件独特,其地震动峰值加速度属国内最高;同时是国内首座跨活动断层的特大型桥梁。

海南铺前跨海大桥主桥和引桥采用钢箱梁,其余部分为混凝土箱梁。本文主要关注引桥。引桥原方案采用简支梁的形式,共 10 跨,断面形式如图 1 所示,

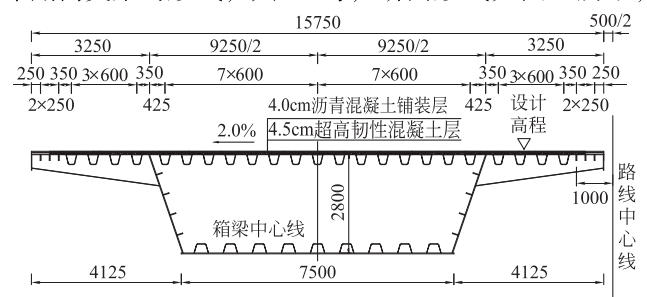


图 1 引桥的钢箱梁构造图(单位: mm)

Fig. 1 Structural diagram of steel box girder of approach bridge (unit: mm)

其中钢箱梁高度 2.8m，桥面宽度 15.75m，每跨加厚段桥面板厚度 24mm，标准段厚度 16mm，U 肋高度 280mm，上口宽 300mm，相邻 U 肋间距 300mm。

2 试验方案介绍

2.1 概况

为了对桥面连续方案进行研究，设计了 1:1 足尺模型试验，共设计了两种桥面连续方案。方案 1：倒 T 肋与 U 肋等高，并与 U 肋一一对应；方案 2：倒 T 肋放置于相邻 U 肋之间，高度略降低。由于方案 1 中倒 T 肋数量与 U 肋一一对应，故取一个 U 肋和一个倒 T 肋设计试验。值得说明的是，方案 2 中倒 T 肋与 U 肋间隔布置，为了尽可能真实地模拟全桥 U 肋与 T 肋的刚度分配情况，设计 3 个 U 肋、2 个倒 T 肋进行试验。图 2、图 3 详细指出了两个方案的构造细节。

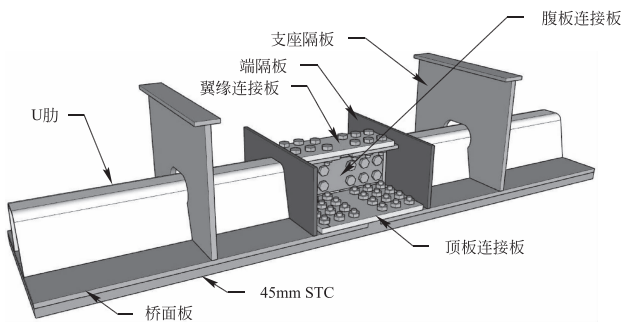


图 2 方案 1 模型

Fig. 2 Model in scheme 1

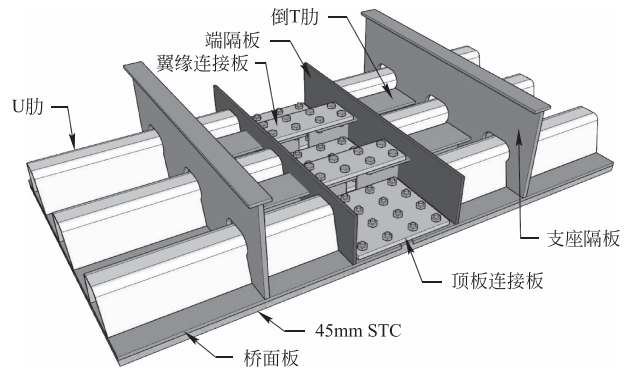


图 3 方案 2 模型

Fig. 3 Model in scheme 2

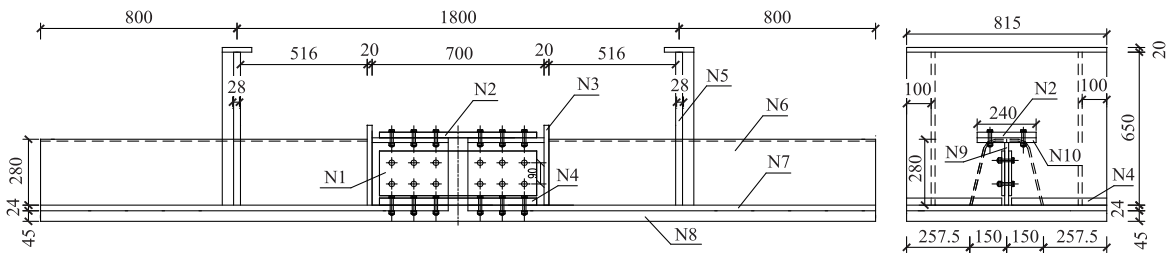


图 4 方案 1 试件尺寸(单位: mm)

Fig. 4 Specimen size of scheme 1 (unit: mm)

其中桥面顶板厚 24mm，顶板连接板厚 30mm，U 肋厚 8mm，倒 T 肋腹板、翼缘分别厚 16mm、20mm，倒 T 肋腹板连接板、翼缘连接板分别厚 12mm、24mm，端隔板厚 20mm，倒 T 肋腹板、底板焊接于端隔板与桥面顶板上；纵横向钢筋采用 $\phi 10$ HRB400 级钢筋，纵横向钢筋平均间距 37.5mm，保护层厚度

两种方案各有其优缺点，方案 1 施工方便，仅需在端隔板之间焊接倒 T 肋即可，缺点是螺栓连接带截面刚度较大，可能对箱梁主体结构有影响。方案 2 将倒 T 肋置于相邻两个 U 肋之间，受力上与 U 肋相对独立，对 U 肋有一定的保护作用，同时减少了螺栓数量；缺点是倒 T 肋需要在两个 U 肋之间焊接，操作空间较小，增加了施工难度。

2.2 方案 1

由于桥面连续处主要承受纵向负弯矩作用，取箱梁纵向条带设计试验。STC 层厚度为 45mm，通过剪力钉与钢面板连接，U 肋在桥面连续处断开，采用倒 T 肋的形式，通过螺栓将两跨连成整体，试验模型及尺寸如图 4 所示。图 4 中：N1 为倒 T 肋腹板连接板；N2 为倒 T 肋翼缘连接板；N3 为端隔板；N4 为顶板连接板；N5 为支座隔板；N6 为 U 肋；N7 为桥面板；N8 为 STC；N9 为倒 T 肋腹板；N10 为倒 T 肋翼缘。

10mm；剪力钉均为 $\phi 13\text{mm} \times 35\text{mm}$ 高的短栓钉，纵横向间距均为 150mm；高强螺栓采用 M27 型摩擦型高强螺栓，设计预紧力 290kN，并进行施拧质量检验；STC 由水泥、硅灰、石英砂、石英粉、高效减水剂、混合钢纤维组成，钢纤维采用 1.5% 直纤维+2% 端钩型纤维。

2.2.1 试验加载与数据采集

试件采用 MTS 加载，250t 的作动器作用于分配梁上，两个悬臂端底部一端设置固定铰支座，另一端设置活动铰支座，保证桥面连续处为纯弯段，加载装置如图 5 所示。



图 5 方案 1 试验加载图

Fig. 5 Loading test of scheme 1

试验主要关注 A、B、C、D、E、F、G 处 7 个截面，如图 6(a) 所示。采用 TDS-530 静态数据采集仪测量截面处 STC、钢材应变数据，采用百分表、千分

表测量跨中挠度、支座位移等。试验中，裂缝宽度采用智能裂缝宽度观测仪测量。

2.3 方案 2

设计了如图 7 所示的桥面连续方案。该方案把倒 T 肋置于相邻 U 肋之间，倒 T 肋在端隔板处断开，并焊接于钢桥面板与端隔板上。该方案基本可实现倒 T 肋与 U 肋的单独受力，避免 U 肋受力不利。

试验模型尺寸如图 7 所示，试验选取横向 3 个 U 肋，2 个 T 肋，纵向长度 3.4m，横向宽度 1.8m，STC 配比、栓钉直径和高度与试件 1 相同。为增加桥面连续处抗剪强度，将倒 T 肋翼缘连接板加厚至 30mm，其余构件厚度与试件 1 相同。横向钢筋间距 150mm，纵向钢筋由于穿过相邻两排高强螺栓，故需要对钢筋间距作适当调整，调整原则是相邻两排螺栓之间均匀布置 4 根钢筋。图 7 中：N1 为倒 T 肋翼缘连接板；N2 为端隔板；N3 为顶板连接板；N4 为支座隔板；N5 为 U 肋；N6 为桥面板；N7 为 STC；N8 为倒 T 肋腹板；N9 为倒 T 肋翼缘。试件 2 的制作过程与试件 1 基本相同，不再赘述。

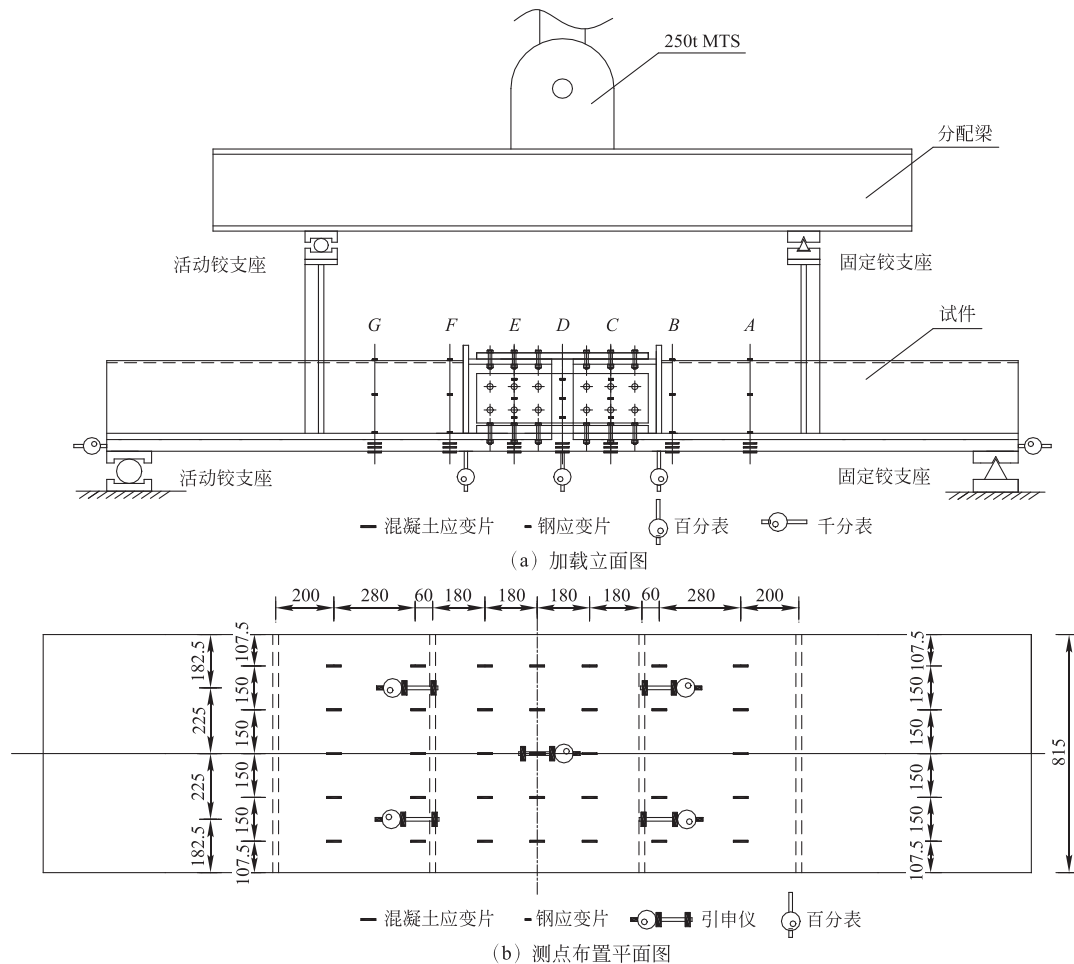


图 6 方案 1 加载与测点布置图(单位: mm)

Fig. 6 Loading and arrangement of measurement points in scheme 1 (unit: mm)

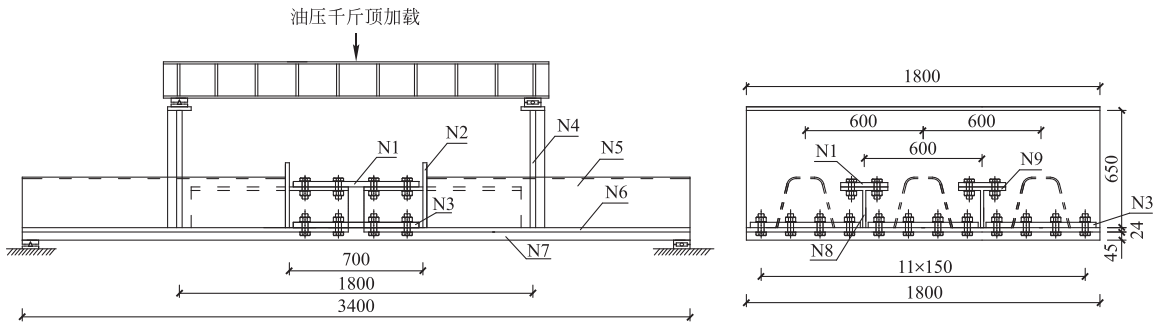


图7 方案2模型尺寸(单位: mm)

Fig.7 Specimen size of scheme 2 (unit: mm)

2.3.1 试验加载与数据采集

试验开始前,对试验模型进行有限元建模,初步估计试件的承载力,由于计算承载力较大,250t MTS吨位不够,故采用千斤顶进行加载,千斤顶的荷载由油压机控制。加载方案如图8、图9所示。

试验主要关注图9中A、B、C、D、E、F、G处7个截面,其中A、G截面为U肋截面,B、F截面为U肋+T肋截面,C、D、E截面为螺栓连接截面。采用TDS-530静态数据采集仪测量截面处混凝土、钢材应变数据,跨中挠度、支座位移等。试验中,裂缝宽度采用智能裂缝宽度观测仪。

加载至731kN时,F-F截面裂缝宽度最大,且裂缝宽度仍未超过0.05mm。根据文献[12-13],当STC裂缝宽度小于0.05mm时,裂缝几乎不可见,且对其耐久性无影响,故本文将731kN定为方案1中STC开裂与否的界限。

当荷载加载到1163kN时,U肋底部外鼓,出现屈曲破坏,而此时螺栓连接区域STC层基本未破坏,此区域最大裂缝宽度仅0.05mm。方案1破坏模式以及STC表面裂缝分布如图10所示。



图8 方案2试验加载图

Fig.8 Loading test of scheme 2

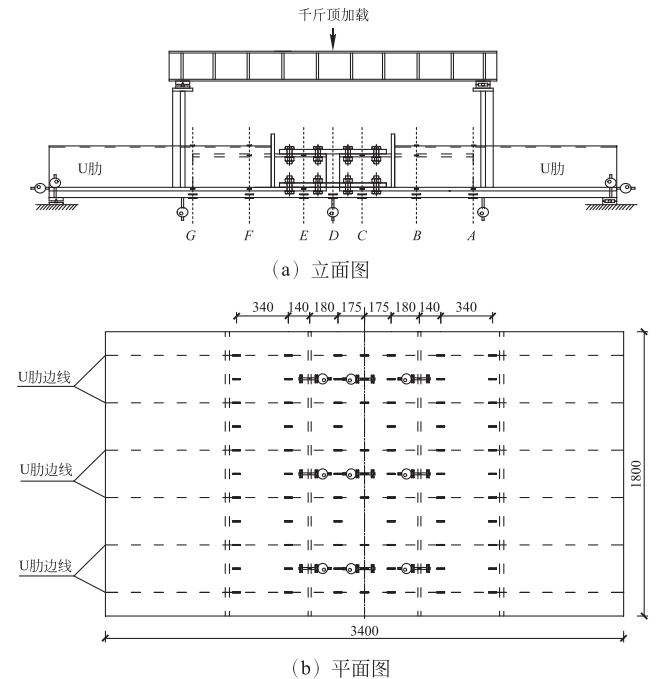


图9 方案2加载及测点布置(单位: mm)

Fig.9 Loading and arrangement of measurements in scheme 2 (unit: mm)

3 试验结果与分析

3.1 方案1主要试验现象

对于方案1,当加载至281kN时,跨中STC顶面出现第一条微裂缝,宽度为0.02mm;随着荷载继续增加,STC顶面出现多条裂缝,但裂缝宽度发展缓慢,

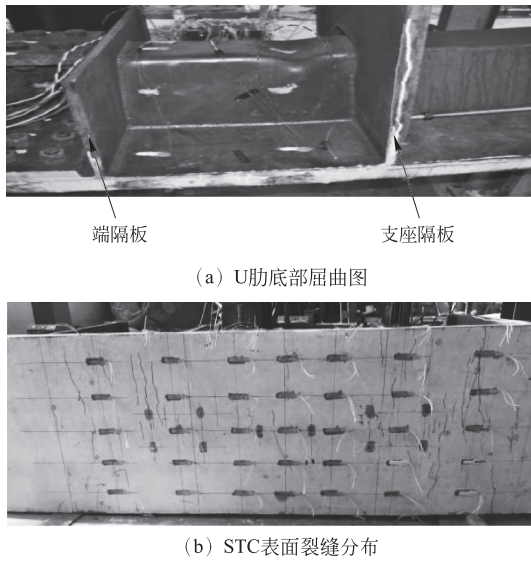


图 10 方案 1 试验现象

Fig. 10 Test phenomenon of scheme 1

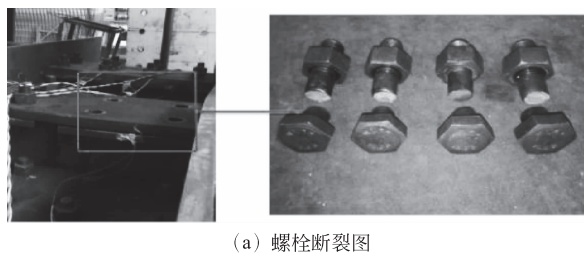
从图 10 可以看出，由于 U 肋截面刚度较小，裂缝发展较多，而螺栓连接区域基本无裂缝发展，表明螺栓连接区域的抗裂性能比 U 肋区强。

3.2 方案 2 主要试验现象

对于方案 2，加载至 330kN 时，倒 T 肋与支座隔板之间 STC 顶面出现第一条微裂缝，裂缝宽度为 0.02mm；随着荷载增加，螺栓连接带 STC 层顶面出现多条裂缝，但裂缝宽度发展缓慢，加载至 700kN 时，跨中最大裂缝宽度达到 0.05mm。本文将 700kN 定为方案 2 中 STC 的开裂荷载。

当加载到 2900kN 时，螺栓突然断裂，此时最大裂缝宽度达到 7mm，主裂缝位于螺栓带端隔板顶面 STC 位置。方案 2 破坏模式以及 STC 表面裂缝分布如图 11 所示。

比较来看，方案 1 的裂缝主要集中于非螺栓连接区域，说明方案 1 的螺栓连接区域 STC 抗裂效果突出。但是应该注意到，方案 1 的最终破坏模式为 U 肋屈曲破坏，说明螺栓连接带区域比 U 肋区域更强，但 U 肋发生屈曲，箱梁主结构破坏。而方案 2 虽然 STC 开裂荷载略低，但达到了保护箱梁主结构的目的。因此从 STC 开裂和破坏模式来看，方案 2 更优，强度和刚度合理。



(a) 螺栓断裂图

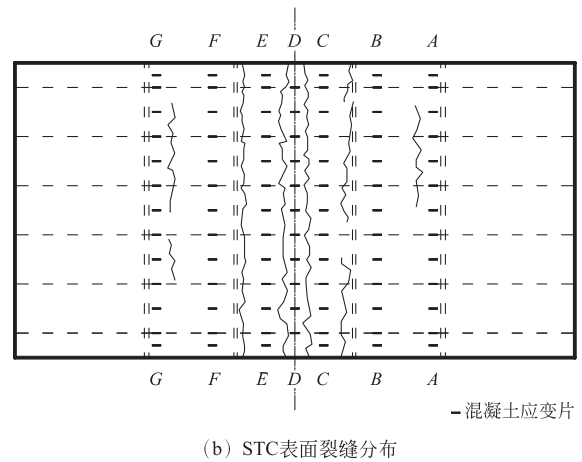
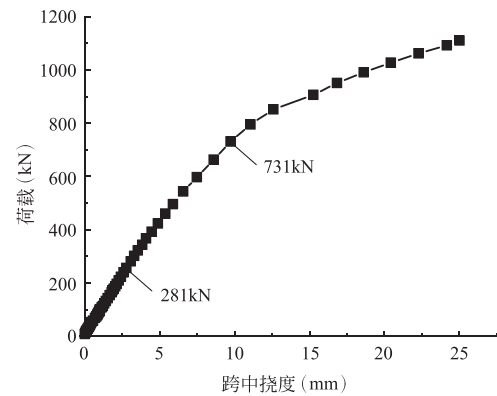


图 11 方案 2 试验现象

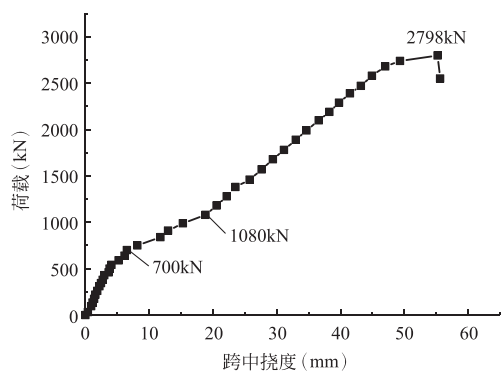
Fig. 11 Test phenomenon of scheme 2

3.3 试件跨中挠度

试件跨中挠度采用百分表测得，考虑支座位移的影响，最终绘制荷载-挠度曲线如图 12 所示。



(a) 方案 1



(b) 方案 2

图 12 荷载-跨中挠度曲线

Fig. 12 Load-deflection curves at mid-span of specimens

从图 12(a)可以看出，方案 1 荷载在达到 281kN 之前，荷载-跨中挠度曲线基本呈线性，达到 281kN 时，曲线出现略微偏转，此时观测到 STC 表面出现第一条微裂缝，宽度 0.02mm；当荷载达到 731kN 时，荷载-跨中曲线出现较为明显的拐点，荷载-挠度

曲线逐渐进入非线性阶段，此时观察到 STC 层顶面多个截面出现细密的裂纹，最大裂缝宽度为 0.05mm。

从图 12(b)可以看出，方案 2 加载到 500kN 时，由于 STC 的高韧性，此时的裂缝宽度为 0.03mm，并未达到 0.05mm，裂缝宽度发展缓慢且均匀。当荷载达到 700kN 时，方案 2 跨中荷载-位移曲线出现明显转折，此时 STC 表面裂缝宽度达到 0.05mm，试件整体刚度开始下降；同时螺栓滑移量不断增加，使得梁体挠度增加。从 500~700kN，由于 STC 层中的裂缝宽度很小(0.03~0.05mm)，试件仅表现出轻微的非线性。当荷载达到 1080kN 时，螺栓滑移基本结束，此时 STC 最大裂缝宽度 0.2mm，此后荷载-位移曲线再次基本呈线性增长，但刚度比开始略微降低。随后进入破坏阶段，试件一侧螺栓被剪断，试件破坏。由于螺栓断裂突然，此时对应的荷载为 2900kN，但试验中未读到相应的位移数据。

3.4 STC 与钢板应变

方案 1 钢板和 STC 的应变曲线如图 13、图 14 所示，其中图 14 的 STC 应变数据取自试件跨中。

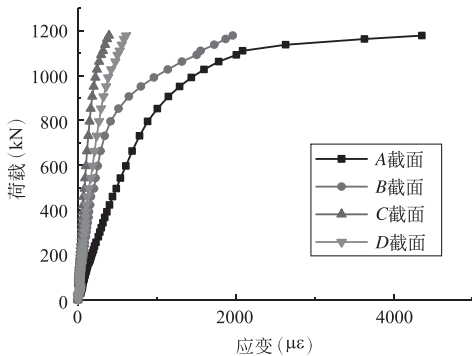


图 13 方案 1 钢板应变曲线

Fig. 13 Strain curves of steel plate in scheme 1

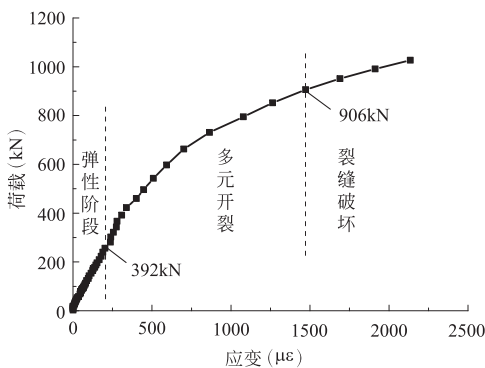


图 14 方案 1 STC 应变曲线

Fig. 14 Strain curve of STC in scheme 1

从方案 1 钢板的应变数据来看，A、B 截面应变

大于 C、D 截面，因为倒 T 肋处截面刚度大于 U 肋截面，因此 U 肋处截面应变较倒 T 肋截面增长更快。随着荷载的增加，A 截面(即 U 肋截面)荷载-应变曲线呈明显的非线性增长。荷载达到 1163kN 时，U 肋底部外鼓，出现屈曲破坏，螺栓未出现明显的滑移。表明结构通过钢桥面的局部屈服来耗能、失效。换言之，螺栓带的 STC 过强，导致 STC 层自身裂缝数量很少、拉应变较低，结构失效时不能有效保护主梁结构，导致钢 U 肋先于螺栓带破坏。

从方案 1 中 STC 的应变数据来看，当加载至 281kN 时，跨中 STC 顶面出现第一条微裂缝，宽度为 0.02mm；当荷载达到 392kN 时，虽然 STC 表面已出现微裂纹，但 STC 仍处于弹性阶段；之后荷载-应变曲线出现拐点，刚度下降，STC 进入多元开裂阶段；此时多条裂缝均衡发展，发展速度缓慢，当荷载达到 906kN 时，最大裂缝宽度仅 0.07mm，之后 STC 进入裂缝破坏阶段。

图 15 是 U 肋编号的示意图，方案 2 试件钢板应变曲线如图 16 所示，根据应变采集结果，由于 A 截面处于刚度突变部位，故 A 截面 U 肋底部压应力最大，主要关注 A 截面 U 肋是否屈服。

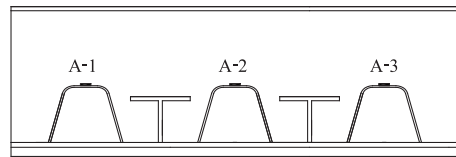


图 15 U 肋编号

Fig. 15 Number of U ribs

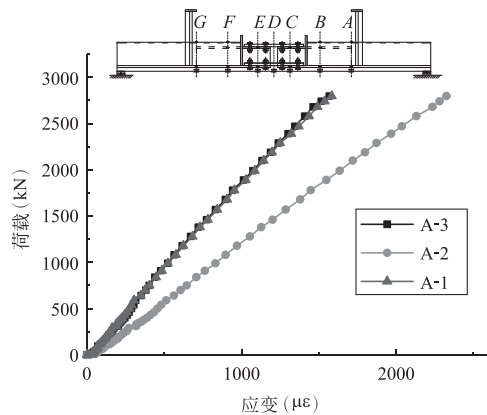


图 16 方案 2 A 截面 U 肋底部荷载-应变曲线

Fig. 16 Strain curve of steel plate in scheme 2

从图中可以看出，随着荷载增加，荷载-应变曲线呈线性发展，同时中间 U 肋应变大于两边 U 肋应变。说明钢 U 肋保持弹性，梁体未破坏。

图 17 示出了方案 2 中 STC 层 A~D 截面荷载-应变曲线。

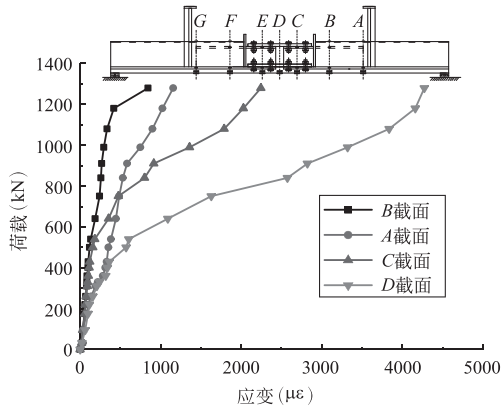


图 17 方案 2 STC 荷载-应变曲线

Fig. 17 Strain curves of different sections of STC in scheme 2

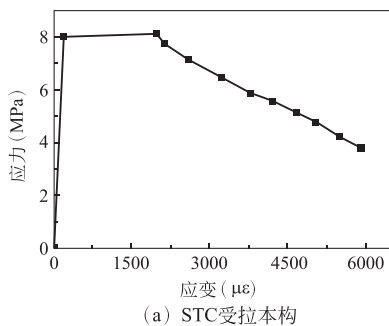
从图中可以看出，在线性阶段，A、D 截面、B、C 截面的发展趋势基本吻合，因为根据计算换算截面特性，STC 开裂前，A、D 截面刚度基本相同，B、C 截面刚度基本相同。当荷载达到 330kN 时，A、D 截面均出现拐点，因为 A、D 截面均出现裂缝，从应变增长速度来看，C、D 截面在荷载达到 540kN 以后，应变相对于 A、B 截面有较大增长，因为 C、D 截面处于螺栓连接区域，该区域发生了螺栓滑移，使该区域 STC 更容易开裂。

4 有限元计算与结果对比

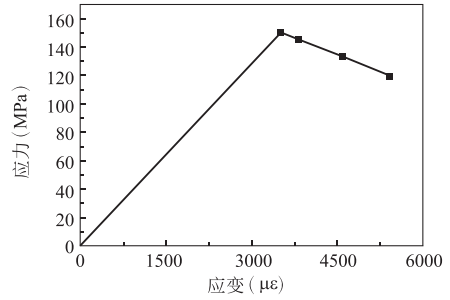
4.1 试验有限元计算

4.1.1 参数设置

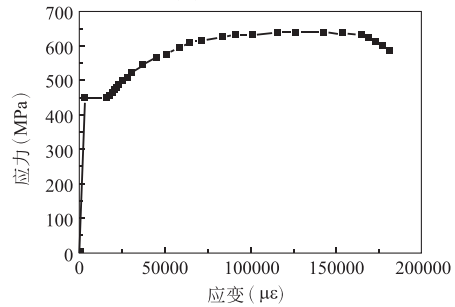
采用 ABAQUS 6.14/Standard 建立有限元模型。为简化计算模型，仅取 1/2 模型进行有限元计算。材料参数取值如下：STC 弹性模量按实测取值 40GPa，泊松比 0.2，考虑材料非线性^[14]；钢材弹性模量 206GPa，泊松比 0.3，考虑材料非线性^[15]；钢筋弹性模量 200GPa，泊松比 0.3，考虑弹塑性本构^[16]；高强螺栓弹性模量 206GPa，泊松比 0.3，采用折线型本构^[17]。打开大位移选项。各材料本构关系如图 18 所示。



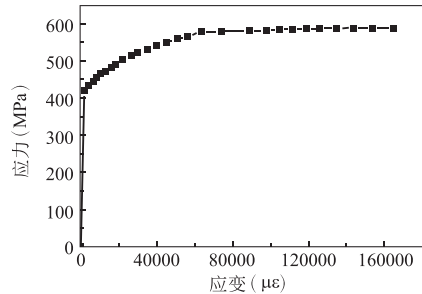
(a) STC 受拉本构



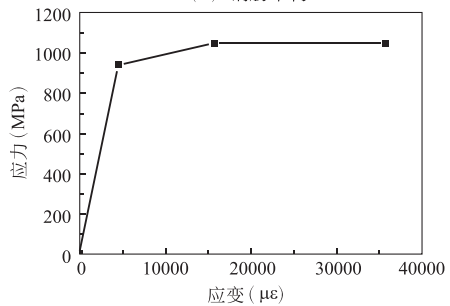
(b) STC 受压本构



(c) 钢板本构



(d) 钢筋本构



(e) 螺栓本构

图 18 材料本构曲线

Fig. 18 Constitutive curves of materials

接触关系与边界条件处理：螺栓杆与螺孔内壁采用硬接触类型，螺帽与钢板之间、连接板与主体结构之间考虑摩擦，摩擦系数按照规范中钢丝清除浮锈取值 0.35^[18]。钢筋与 STC 的接触关系采用 embedded 方式模拟^[19]。有限元模型如图 19 所示。

模型采用位移加载的方式。摩擦型高强螺栓预紧力采用 ABAQUS 自带的 bolt load 功能进行添加。试验加载过程分为三步，首先施加高强螺栓预紧力，然后保持螺杆长度不变，最后正式加载。边界条件的设置与试验中保持一致，即试件一端采用固定支座，一端采用活动支座。

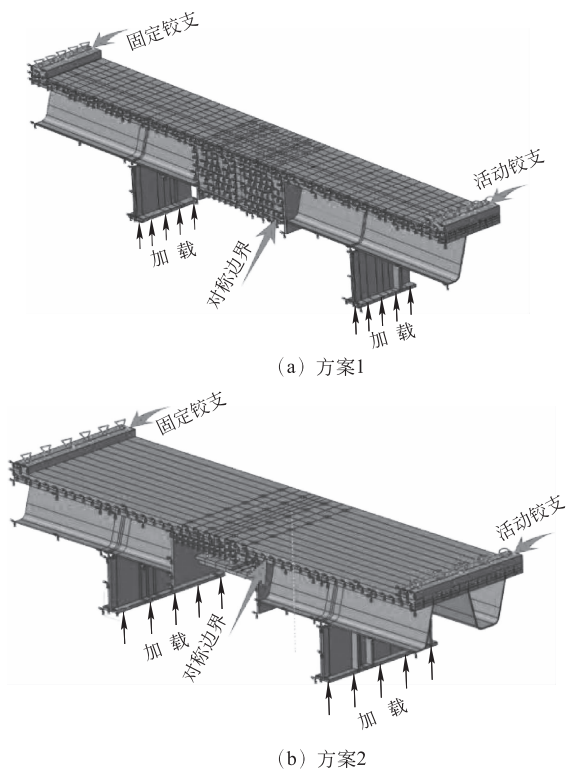


图 19 ABAQUS 有限元半结构模型

Fig. 19 ABAQUS finite element half-structural model

4.1.2 试验值与有限元拟合

为了验证模型的准确性，将试验数据与有限元结果进行了对比，结果如下：

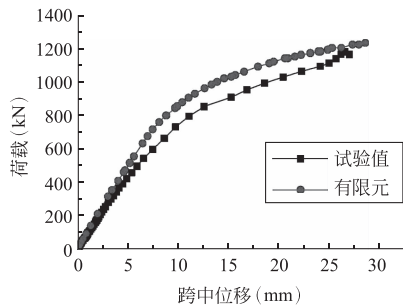


图 20 方案 1 荷载-跨中挠度曲线

Fig. 20 Load-deflection curves at mid-span of scheme 1

通过图 20、图 21 可以看出，线性阶段方案 1、2 的试验值与模拟值基本吻合，非线性阶段略有偏差，主要由于螺孔与螺杆的间隙、加工误差、以及材料并非完全均质等原因的影响，总体来讲，拟合结果良好。

4.1.3 STC 的名义开裂应力计算

通过上文对有限元模型的验证，说明了模型的准确性，现在进一步利用 ABAQUS 6.14-1 进行线弹性有限元分析，材料均不考虑非线性，并与 STC 荷

载-应变曲线进行对比，得到两种方案的 STC 名义开裂应力。根据试验，把 STC 中的最大裂缝宽度达到 0.05mm 时的荷载定义为开裂荷载，试件 1、2 的开裂荷载分别为 731kN 和 700kN，根据荷载-应变曲线，得到开裂应力如图 23、图 24 所示。其中图 22 试验曲线取自 F-F 截面(开裂截面)的结果，图 23 试验曲线取自跨中截面(开裂截面)的结果。

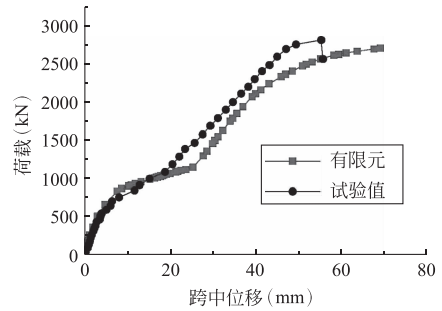


图 21 方案 2 荷载-跨中挠度曲线

Fig. 21 Load-deflection curves at mid-span of scheme 2

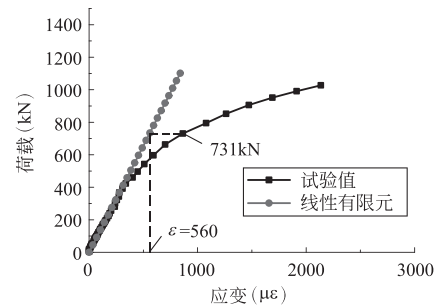


图 22 方案 1 荷载-应变曲线

Fig. 22 Load-strain curves of scheme 1

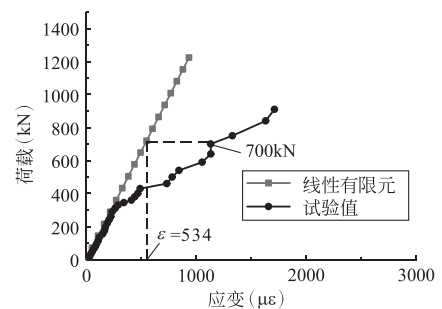


图 23 方案 2 荷载-应变曲线

Fig. 23 Load-strain curves of scheme 2

从图中可以看出，当方案 1 和方案 2 达到开裂荷载时，对应的线性有限元 STC 应变分别为 560μ ϵ 、534μ ϵ ，对应的名义开裂应力分别为 22.4MPa 和 21.4MPa。相比而言，方案 2 的 STC 开裂应力略低于方案 1。

4.2 STC 实桥有限元计算

4.2.1 参数设置

为了分析该桥面连续结构在正常使用情况下的受力情况，建立了两跨整体有限元模型，用 ANSYS 17.0 有限元软件分析倒 T 肋连接处 STC 的应力状态。

先用三维 CAD 按照实桥跨径布置建立了两跨 58m+60m 简支桥面连续结构，然后导入 ANSYS 中进行计算，如图 24 所示。钢箱梁、STC 均采用 shell 63 单元，支座采用 combine 14 单元，STC 与钢箱梁之间耦合所有自由度，采用简支边界条件。图 25、图 26 示意了两种方案的倒 T 肋局部细节。钢材弹性模量取 206GPa，泊松比 0.3，线膨胀系数 1.2×10^{-5} ；STC 弹性模量取 40GPa，泊松比 0.2，线膨胀系数 1.1×10^{-5} 。

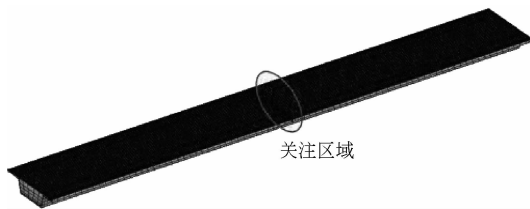


图 24 整体有限元模型

Fig. 24 Full finite element model

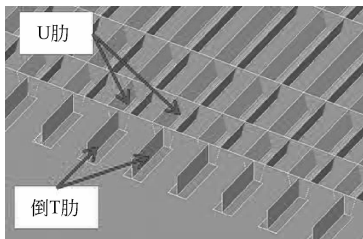


图 25 方案 1 局部细节

Fig. 25 Local details of scheme 1

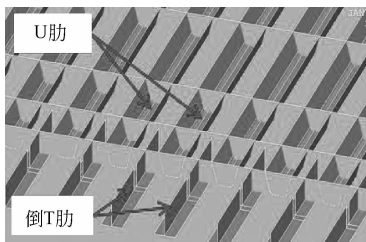


图 26 方案 2 局部细节

Fig. 26 Local details of scheme 2

设计荷载取值如下：整体计算考虑二期恒载、车道荷载、温度荷载。根据施工顺序，桥面连续部位的施工是在相邻两跨钢梁已吊装就位后进行的，此时两跨钢梁已承受结构自重荷载，所以 ANSYS 计

算桥面连续处应力时，自重无需考虑。局部计算考虑车辆荷载，均按照《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2015)取值，考虑横向折减系数 0.67 以及冲击系数 1.3。

车道荷载中均布荷载按照实际车道位置施加均布力于 ANSYS 整体模型上，集中力施加于跨中位置。温度荷载采用整体升温 20℃ 计算。桥面连续处 STC 层顶面拉应力整体计算结果云图见图 27。

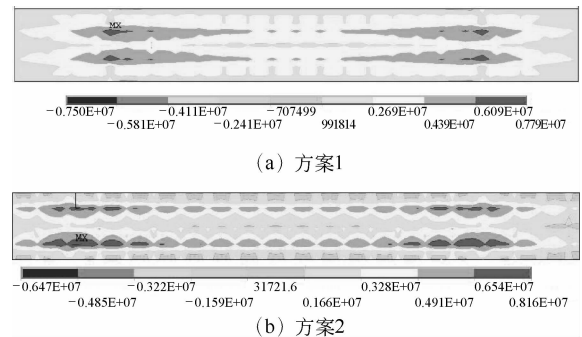


图 27 关注位置 STC 顶面顺桥向应力

Fig. 27 Longitudinal stress at concerned position on the top of STC

4.2.2 局部有限元计算

先截取 15m 对称节段模型，包括 2 对端隔板和 7 对普通横隔板，车辆加载以及关注位置取桥面连续处 STC，如图 28 所示。局部有限元采用与整体有限元相同的单元类型与耦合方式，由于模型端部远离加载区域，采用固定边界条件，桥面连续处采用 combine 14 弹簧单元模拟支座。

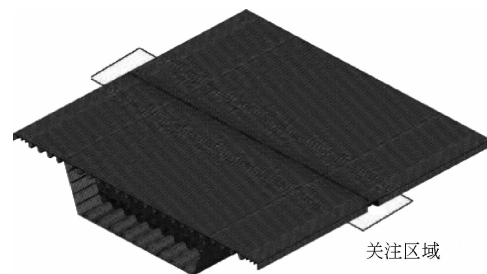


图 28 节段有限元模型

Fig. 28 Segmental finite element model

车辆荷载加载位置的确定：拟定横向和纵向加载工况，如图 29 所示，从中确定最不利的车辆荷载加载工况。

根据节段模型计算结果，两种方案当一侧轮载横向布置于靠近箱梁腹板处的两个倒 T 肋之间，纵向轮载直接作用于桥面连续处时，STC 层顶面出现最

大拉应力。STC 应力云图如图 30 所示。

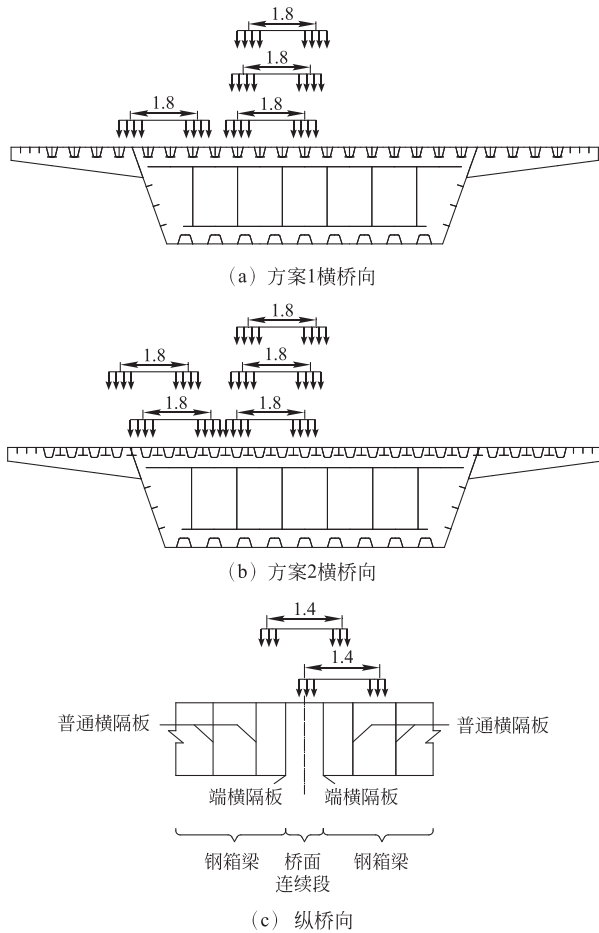


图 29 轮载布置图(单位: m)

Fig. 29 Distribution of wheel loads (unit: m)

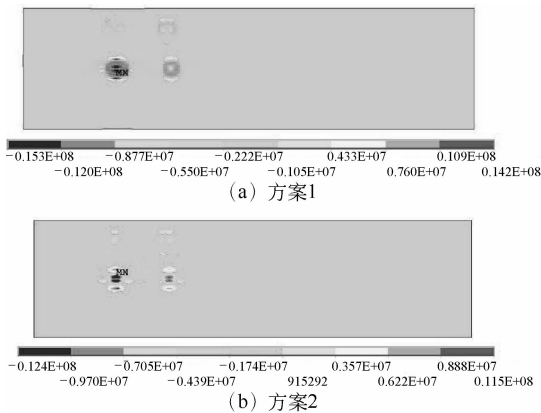


图 30 关注位置 STC 顶面顺桥向应力(单位: Pa)
Fig. 30 Longitudinal stress at concerned position on the top of STC (unit: Pa)

4.2.3 计算结果

取最不利荷载组合: 整体计算(二期恒载、车道荷载和温度荷载)+局部计算(车辆轮载), 计算结果如表 1 所示。

表 1 有限元计算结果

Table 1 Calculation results of tensile stress

方案	STC 顶面拉应力		
	整体(MPa)	局部(MPa)	合计(MPa)
1	7.8	14.2	22.0
2	8.2	11.5	19.7

结合表中数据以及前文所述 STC 开裂应力, 方案 1 试验开裂应力为 22.4MPa, 试验值/设计值 = 22.4/22.0 = 1.03; 方案 2 试验开裂应力为 21.4MPa, 试验值/设计值 = 21.4/19.7 = 1.09。因而方案 1 和方案 2 均满足正常使用极限状态设计要求, 且方案 2 的安全储备略高于方案 1。

4.3 承载能力与刚度计算

利用 MIDAS 2017 建立 58m+60m 两跨简支桥面连续结构杆系模型, 考虑二期恒载和车辆活载, 模型如图 31 所示。

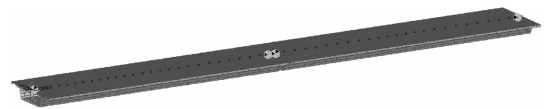


图 31 MIDAS 计算模型

Fig. 31 Finite element model of MIDAS

通过计算方案 1 和方案 2 在荷载作用下, 桥面连续部位的弯矩, 并与试验得到的极限弯矩进行比较, 以此来比较方案 1 和方案 2 的承重能力。计算结果如表 2 所示。表中“设计弯矩”是根据 MIDAS 整体计算结果均摊到每一个倒 T 肋上的值; 而对于“试验抗弯承载力”, 方案 1 是将试件中 U 肋达到屈服时的荷载乘以跨中断面的力臂得到的弯矩值, 方案 2 的极限弯矩是试件中高强螺栓剪断时荷载乘以跨中断面的力臂得到的值。

表 2 承载力对比表(1 个倒 T 肋)

Table 2 Comparison of bearing capacity

方案	设计弯矩 M_d (kN·m)	试验抗弯承载力 M_u (kN·m)	安全系数 M_u/M_d
1	410.6	465.2	1.1
2	321.7	580	1.8

从表 2 可以看出, 方案 2 的承载力安全系数远高于方案 1, 表明结构承载的安全储备更优。同时, 试验现象表明, 方案 2 能够在极限荷载下螺栓剪断, 而梁体没有明显破坏现象, 保护了梁体, 且震后容易修复。因而作者认为方案 2 对于跨断裂带桥梁保护主梁结构更具优势。

另一方面,本文计算中对比了不同方案的梁端转动刚度指标,如表 3 所示。

表 3 不同方案梁端转角对比

Table 3 Beam-end rotations in different schemes

参数	桥面连续结构 (方案 1)	桥面连续结构 (方案 2)	原设计方案 (简支梁)
最大转角	0.0018	0.0019	0.0029

从表 3 可以看出,在相同设计荷载下,本文提出的两种方案梁端转角能力基本持平,其中方案 1 的梁端转角略小于方案 2(差异约为 5%),表明两者的转动刚度在一个水平。同时,两种方案的梁端转角均小于简支梁(约降低 34%),表明桥面连续结构可以显著提高梁端的转动刚度,从而明显改善大桥在正常使用状态的行车舒适性,避免桥头跳车等现象,同时该区域对桥面铺装的受力更有利。

方案 2 的极限承载力高,同时能够在极限荷载下螺栓剪断,而梁体没有明显破坏现象,保护了梁体,震后易修复。综合来看,方案 2 优于方案 1。目前方案 2 已应用于海南铺前大桥引桥工程中,图 32 为现场施工完成后的桥面连续部位。



图 32 施工现场桥面连续部位

Fig. 32 Continuous position of bridge deck in construction site

5 结论

本文以海南铺前跨海大桥为背景,提出了钢梁桥的新型桥面连续结构。为掌握新型桥面连续结构的抗弯性能,指导工程应用,本文开展了深入的理论和试验研究,主要结论如下:

(1) 提出了两种桥面连续结构方案:①倒 T 肋高度与 U 肋等高,焊接于与 U 肋对应的位置,倒 T 肋腹板与翼缘均通过高强螺栓相连;②倒 T 肋高度降低,焊接于钢桥面顶板与端横隔板上,横向位置位

于相邻 U 肋之间,取消倒 T 肋腹板上的高强螺栓。

(2) 对两种方案开展了负弯矩足尺模型试验,结果表明,方案 2 的裂缝开展集中在螺栓连接带区域,而方案 1 螺栓带 STC 基本无裂缝发展。从破坏模式看,方案 1 为 U 肋受压屈服,螺栓未剪断;方案 2 为螺栓剪断,U 肋未屈服。说明方案 2 强度刚度更合理,且可在强地震下保护主梁结构,便于震后快速修复。

(3) 通过有限元软件对试验进行了仿真模拟,计算结果与试验结果吻合良好。对实桥方案计算,得到方案 2 中 STC 层的抗裂安全系数($21.4\text{MPa}/19.7\text{MPa} = 1.09$)高于方案 1($22.4\text{MPa}/22.0\text{MPa} = 1.02$)。

(4) 通过计算两个方案的设计弯矩,并与试验抗弯承载力比较,方案 1 和方案 2 的承载力系数分别为 1.1 和 1.8,方案 2 高于方案 1。同时计算得到两个方案的转角刚度基本持平,均高于原简支梁设计方案。综合比较,方案 2 更优。

(5) 目前方案 2 已首次应用于海南铺前大桥引桥工程中,对今后的钢筒支梁桥的桥面连续结构工程实践具有借鉴意义。

参考文献

- [1] 郭宁,冯艳,张令心,等.钢筋混凝土筒支梁桥典型病害分析[J].世界地震工程,2011,27(2):170-178 (Guo Ning,Feng Yan,Zhang Lingxin,et al. Typical faults analysis of reinforced concrete free beams [J]. World Earthquake Engineering,2011,27(2):170-178 (in Chinese))
- [2] 孟春明.桥梁伸缩缝病害的预防措施[J].山西建筑,2002,28(11):115-116 (Meng Chunming. Several measures to prevent bridge expansion joint faults [J]. Shanxi Architecture,2002,28(11):115-116 (in Chinese))
- [3] 陈宝春,庄一舟,Bruno B.无伸缩缝桥梁[M].北京:人民交通出版社,2013 (Chen Baochun,Zhuang Yizhou, Bruno B. Jointless bridge [M]. Beijing: China Communications Press,2013 (in Chinese))
- [4] 惠迎新,王克海,李冲.跨断层地表破裂带桥梁震害研究及抗震概念设计[J].公路交通科技,2014,31(10):51-57 (Hui Yingxin,Wang Kehai,Li Chong. Study of seismic damage and seismic conceptual design of bridges across fault surface rupture zones [J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development,2014,31(10):51-57 (in Chinese))
- [5] 王城泉,申永刚,王岗,等.空心板梁桥桥面连续构造的受力特性试验[J].浙江大学学报:工学版,2016,50(8):1438-1445 (Wang Chengquan, Shen Yonggang, Wang Gang, et al. Field test on mechanical characteristic of link slab on hollow-cored slab beam bridge [J]. Journal of Zhejiang University: Engineering Science, 2016, 50(8): 1438-1445 (in Chinese))
- [6] 王岗,谢旭,王城泉,等.简支梁桥拱型桥面连续构造的受

- 力性能[J].浙江大学学报:工学版,2014,48(6):1049-1057 (Wang Gang, Xie Xu, Wang Chengquan, et al. Mechanical performance of arch-type continuous slab-deck on simply-supported girder bridge[J]. Journal of Zhejiang University: Engineering Science, 2014, 48(6): 1049-1057 (in Chinese))
- [7] 苏军强.桥面病害与防治处理[J].交通世界:运输·车辆,2012(14):190-191
- [8] Shao X, Yi D, Huang Z, et al. Basic performance of the composite deck system composed of orthotropic steel deck and ultrathin RPC layer[J]. Journal of Bridge Engineering, 2013, 18(5): 417-428
- [9] 丁楠,邵旭东.轻型组合桥面板的疲劳性能研究[J].土木工程学报,2015,48(1):74-81 (Ding Nan, Shao Xudong. Study on fatigue performance of light-weighted composite bridge deck[J]. China Civil Engineering Journal, 2015, 48(1): 74-81 (in Chinese))
- [10] 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 light composite bridge structures [M]. Beijing: China Communications Press, 2015 (in Chinese))
- [11] 邵旭东,郭程,曹君辉.钢-STC 轻型组合桥面螺栓连接接头区域设计[J].中国公路学报,2019,32(1):61-70 (Shao Xudong, Guo Cheng, Cao Junhui. Design of bolted joint region for steel-STC lightweight composite bridge deck [J]. China Journal of Highway and Transport, 2019, 32(1): 61-70 (in Chinese))
- [12] Makita T. Fatigue behaviour of UHPFRC and R-UHPFRC-RC composite members[D]. Lausanne: EPFL, 2014
- [13] Rafiee A. Computer modeling and investigation on the steel corrosion in cracked ultra high performance concrete [D]. Kassel; University of Kassel, 2012
- [14] 张哲,邵旭东,李文光.超高性能混凝土轴拉性能试验[J].公路交通科技,2015,28(8):50-58 (Zhang Zhe, Shao Xudong, Li Wenguang. Axial tensile behavior test of ultra high performance concrete [J]. China Journal of Highway and Transport, 2015, 28(8): 50-58 (in Chinese))
- [15] 石永久,王萌,王元清.循环荷载作用下结构钢材本构关系试验研究[J].建筑材料学报,2012,15(3):293-300 (Shi Yongjiu, Wang Meng, Wang Yuanqing. Experimental study of structural steel constitutive relationship under cyclic loading [J]. Journal of Building Materials, 2012, 15(3): 293-300 (in Chinese))
- [16] 张耀庭,赵壁归,李瑞鸽,等.HRB400 钢筋单调拉伸及低周疲劳性能试验研究[J].工程力学,2016,33(4):121-129 (Zhang Yaoting, Zhao Bigui, Li Ruijie, et al. Monotonic and low cycle fatigue testing and research for HRB400 steel [J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(4): 121-129 (in Chinese))
- [17] 赵伟,童根树.加劲 T 形连接件有限元分析[J].工业建筑,2008,38(6):102-105 (Zhao Wei, Tong Genshu. Finite element analysis of stiffened T-STUB connections [J]. Industrial Construction, 2008, 38(6): 102-105 (in Chinese))
- [18] JGJ 82—2011 钢结构高强度螺栓连接技术规程[S].北京:中国建筑工业出版社,2011 (JGJ 82—2011 Technical specification for high strength bolt connection of steel structures [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011 (in Chinese))
- [19] 徐宙元,赵人达,占玉林.基于 ABAQUS 的钢板-混凝土组合桥面板非线性分析[J].科学技术与工程,2012,12(28):7275-7279 (Xu Zhouyuan, Zhao Renda, Zhan Yulin. Nonlinear analysis of steel-concrete composite bridge deck based on ABAQUS [J]. Science Technology and Engineering, 2012, 12(28): 7275-7279 (in Chinese))

邵旭东(1961—),男,博士,教授。主要从事大跨与新型桥梁结构研究。

周银东(1992—),男,硕士研究生。主要从事大跨与新型桥梁结构研究。

曹君辉(1984—),男,博士研究生。主要从事桥梁结构的理论研究。

孙平宽(1975—),男,学士,高级工程师。主要从事桥梁结构设计研究。

祝飞翔(1993—),男,硕士研究生。主要从事大跨与新型桥梁结构研究。