

变截面椭圆形独塔斜拉桥塔—梁结合段模型试验研究

王子文¹, 徐世文², 邓露^{3*}, 刘秉辉², 郭金龙²

(1.长吉城际铁路有限责任公司, 吉林 长春 130000; 2.中铁九局集团第二工程有限公司;
3.湖南大学 工程结构损伤诊断湖南省重点实验室)

摘要: 为了解某变截面椭圆形独塔斜拉桥的桥塔—主梁结合段的静力学性能,建立了塔—梁结合段1:8缩尺试验模型,采用大型地震荷载模拟加载装置对缩尺模型进行了竖向偏心加载试验。通过模型试验与有限元模拟相结合,研究了塔—梁结合段钢板、塔内混凝土和PBL剪力键的应力分布以及受力情况。研究表明:在1.7倍等效设计荷载作用下,该斜拉桥的塔—梁结合段处整体应力水平较低,混凝土竖向正应力约为11 MPa,PBL剪力键的贯穿钢筋承受的最大弯曲应力为63 MPa,钢板承受的最大压应力为227 MPa。研究成果揭示了该变截面椭圆形桥塔斜拉桥的塔—梁结合段在设计荷载作用下的静力学特性,为该类桥塔的设计提供了参考依据。

关键词: 斜拉桥; 塔—梁结合段; 变截面椭圆形桥塔; 模型试验; 有限元分析

独塔斜拉桥因其优良的经济性和技术性,在桥梁选型中极具竞争力。独塔斜拉桥依据桥墩、主梁、桥塔和斜拉索的不同结合方式,分为4种不同的结构体系:塔梁固结体系、刚构体系、半漂浮体系和漂浮体系。塔墩相互分离、塔梁相互固结形成塔梁固结体系;桥墩、主梁、桥塔全部固结构成刚构体系;塔梁相互分离、塔墩相互固结、在塔墩处主梁梁底设置竖向支承形成半漂浮体系;塔梁相互分离、连续的主梁全漂浮底部无支撑、塔墩相互固结形成漂浮体系。塔梁固结区构件布置交错密集,刚度突变大,容易产生应力集中,许多学者对塔—梁结合段进行了大量的研究。已有的研究发现塔—梁结合段整体应力水平较低,具有足够安全储备,但是存在局部应力集中,需要重视并采取构造措施降低应力集中。针对塔—梁结合段构造复杂、有限元模型难以精确模拟的问题,宋军等采用子模型法计算斜拉桥塔—梁—墩结合段处的应力分布情况,结果显示比传统方法更有效和精确;在施工应用方面,宁平华指出应根据具体构造细节、施工方法和桥型等因素合理确定塔—梁结合段的临时固结装置;此外,钟微等研究了塔梁之间和墩梁之间不同的横向连接刚度以及不同主梁断面形式对混凝土斜拉桥整体稳定性的影响,为

采取措施降低塔—梁结合段刚度突变不利影响提供了参考依据。然而,到目前为止,笔者尚未发现涉及变截面椭圆形桥塔斜拉桥塔—梁结合段的力学性能研究。

该文研究的桥梁采用塔梁墩全固结的刚构体系。已有研究表明:刚构体系是各种连接体系中塔—梁结合处弯矩绝对值最大的体系。此外,该桥采用变截面椭圆形桥塔,塔—梁结合段的受力情况更为复杂。为了解该桥塔—梁结合段部位的受力性能,依据现有规范规定需对其开展局部缩尺模型试验研究。按照1:8的比例建立该桥塔—梁结合段的缩尺模型,采用大型地震荷载模拟加载装置对模型进行竖向偏心加载试验,并结合Ansys有限元分析,研究塔—梁结合段处钢板、塔内混凝土和剪力键的应力分布和受力情况。

1 试验模型设计制作及测试方案

1.1 模型概况

该文以四平市东丰路上跨铁路立交独塔斜拉桥的塔—梁结合段为研究对象。该混合梁桥跨径布置为(169+90)m,主梁采用3.4 m高的多箱室梁,桥塔采用变截面椭圆形钢混组合结构,塔高75 m,桥梁示意

收稿日期:2018-12-17

基金项目:中国中铁股份有限公司科技研究开发计划项目(编号:2017-重点-11-01);湖南省重点研发计划项目(编号:2017SK2220)

作者简介:王子文,男,大学本科,高级工程师,E-mail:wangziwen7007@163.com

*通信作者:邓露,男,博士,教授,E-mail:dengl@hnu.edu.cn

图如图 1 所示。塔—梁结合段是主塔设计的关键部位,塔壁伸入梁体长度为 3 m,设置了 PBL 剪力键和承压板底座作为传递荷载的主要构件,剪力钉作为辅助传力元件。同时,根据受力需要,结合段布置了一定数量的预应力钢棒。为了反映塔—梁结合段在偏心荷载作用下的真实力学特性,此项试验选取 31 m 主塔和沿主塔长、短轴方向各 18 m 和 12 m 的主梁,按照 1:8 的缩尺比例制作了塔—梁结合段模型。模型部分关键部位的详图如图 2、3 所示。

1.2 模型制作

塔—梁结合段缩尺模型钢塔部分由剪力钉、加劲肋和外壁板等钢构件焊接而成,主梁采用 C50 普通混凝土,主塔内采用 C50 微膨胀混凝土填充。桥塔分 4 段进行焊接拼装,主梁和桥塔第一节段通过承压板和钢筋焊接在一起,用普通混凝土浇筑。模型底部塔—梁结合段混凝土强度达到设计强度要求 90% 后再焊接和浇筑其他 3 节主塔桥塔,上部桥塔内浇筑 C50 微

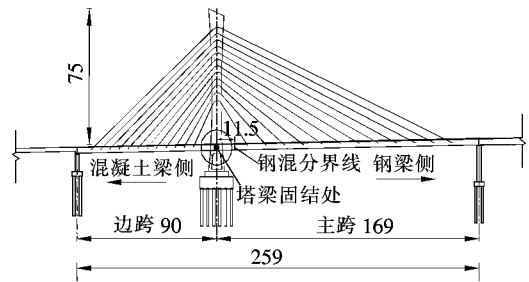


图 1 桥型布置平面图(左幅桥)(单位:m)

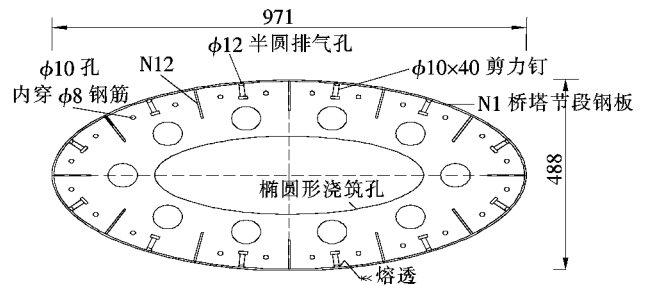
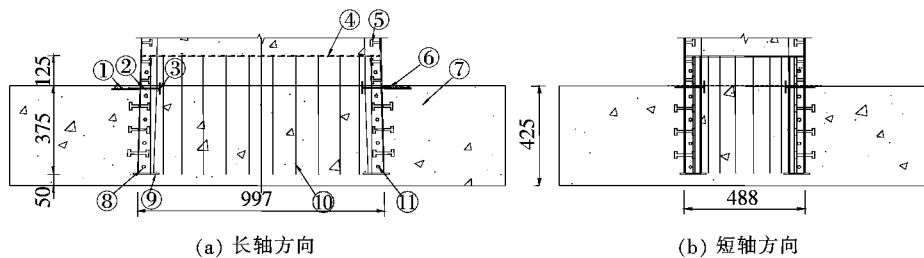


图 2 塔—梁结合段桥塔横截面详图(单位:mm)



注:① 主梁钢筋;④ 承压板;⑤ 剪力钉;②、③、⑥、⑨ 加劲环;⑦ 主梁混凝土;⑧ 纵向加劲肋;⑩ 钢筋;⑪ PBL 剪力键贯穿孔。
其中,加劲环与桥塔钢板焊接,加劲环⑥与主梁钢筋焊接。

图 3 塔—梁结合段模型竖向剖面图(单位:mm)

膨胀混凝土。制作加工后的整体模型如图 4 所示。

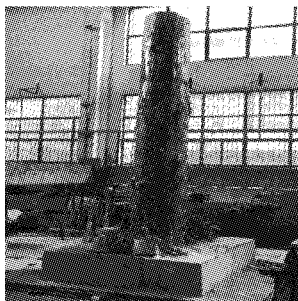
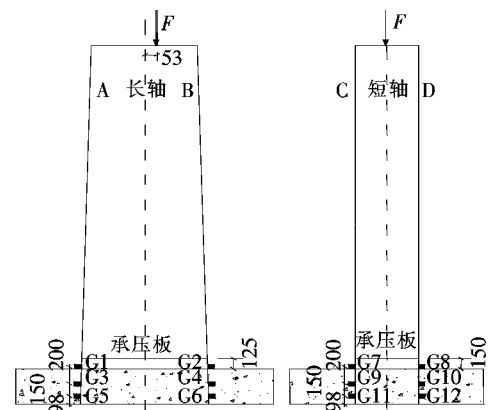


图 4 塔—梁结合段缩尺模型

1.3 测点布置

为了确定变截面椭圆形主塔斜拉桥塔—梁结合段在偏心荷载作用下各构件的受力特点,试验在塔—梁结合段缩尺模型的长轴和短轴两个方向各布置了如图

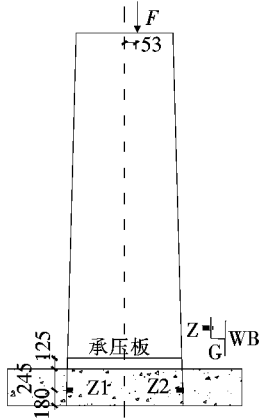
5 所示的 6 个竖向电阻应变片(了解荷载作用下长短轴钢板竖向应力分布规律),在长轴方向上布置了如图



注:G 为竖向黏贴在钢板外壁上的应变片

图 5 钢桥塔外壁应变片测点布置(单位:mm)

6 所示的两个振弦计,用来测量主梁内混凝土在竖向荷载作用下的应变。



注:Z 为振弦计;G 为钢筋;WB 为外钢板

图 6 主梁混凝土内振弦计布置(单位:mm)

1.4 试验加载

该文首先采用 Midas/Civil 软件对全桥进行了有限元分析,如图 7 所示。在承载能力极限状态下得到了塔—梁结合段的受力情况见表 1。

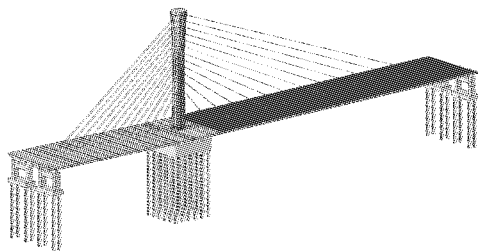


图 7 全桥的 Midas Civil 有限元模型

表 1 所研究桥塔节段顶面承受的最不利荷载

模型	设计荷载/1.7 倍设计荷载	
	轴力/kN	弯矩/(kN·m)
全桥模型	$-1.08 \times 10^5 /$	$-5.00 \times 10^4 /$
	-1.83×10^5	-8.49×10^4
缩尺模型	$-6.70 \times 10^3 /$	$-7.80 \times 10^2 /$
	-1.14×10^4	-1.33×10^3

从表 1 可知:需选择承载能力极限状态基本组合下的最大轴力和弯矩确定试验荷载。在承载能力极限状态基本组合下,距离主梁 24 m 处的第一对拉索的竖向分力分别是 4 706、3 951 kN。为了安全考虑,第一对拉索的竖向分力也用于试验轴力的计算。模型采用 1 : 8 的缩尺比例,按照应力等效原则,根据轴力和弯矩在椭圆截面上产生的最大应力计算公式 $\sigma = \frac{F_N}{S}$

$$= \frac{F_N}{\pi ab} \text{ 和 } \sigma = \frac{M}{\frac{\pi}{2} a^2 b} \text{ (} a \text{ 和 } b \text{ 分别是椭圆长轴和短轴),}$$

可知用于模型试验的轴力和弯矩分别是原型轴力和弯矩的 1/64 和 1/512。因此,可计算用于试验的 1.7 倍等效轴力和等效弯矩分别为 $[(246\ 871.2 + 4\ 706 + 3\ 951)/64] \times 1.7\ \text{kN} = 6\ 787\ \text{kN}$ 和 $[108\ 860.9 / 512] \times 1.7\ \text{kN} \cdot \text{m} = 361\ \text{kN} \cdot \text{m}$ 。试验过程中弯矩通过偏心加载实现,偏心距为 $361/6\ 787\ \text{m} = 53\ \text{mm}$ 。该试验采用如图 8 所示的 JAW-20000/6 大型地震荷载模拟加载装置进行竖向加载,该设备竖向加载可达 20 000 kN,竖向行程为 0~500 mm。在对模型进行正式加载前,对模型进行了预加载,以测试加载装置的安全性和消除非弹性变形。该试验采用分级加载方式,每级增加 400 kN,最终增加至 6 800 kN。试验采用 TDS-530 高速数据采集仪和 JMZX-3006 综合测试仪分别采集钢桥塔外壁和主梁混凝土在竖向荷载作用下的应变。



图 8 大型地震荷载模拟加载装置

2 试验结果分析

2.1 塔壁的轴向应力

图 9、10 为加载至 1.7 倍等效设计荷载过程中塔—梁结合段塔壁钢板上不同测点的应力与外加荷载的关系。需要说明的是,试验中有明显错误的的数据在结果整理和分析时均已剔除。

从图 9、10 可以看出:① 在加载至 1.7 倍等效设计荷载的过程中,主梁上部桥塔塔壁测点的应力随荷载的增大整体基本呈线性增长,壁板仍处于弹性阶段,应力最大值小于钢板屈服强度,说明结构仍有足够的安全储备;② 塔—梁结合段长轴方向主梁竖向中间处的压应力增长最快,在 1.7 倍等效设计荷载作用下所承受最大的压应力为 227.56 MPa(G4),这可能是由于塔梁固结处刚度突变以及此处构件密集,存在应力集中

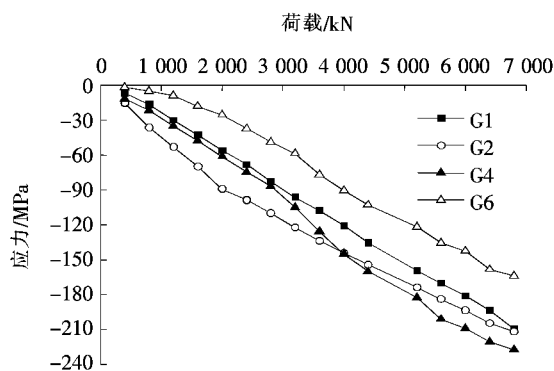


图 9 长轴塔壁荷载—应力曲线

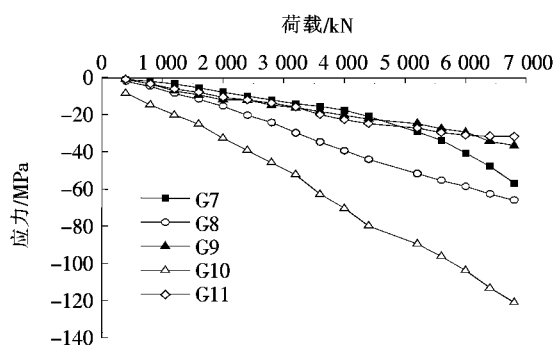


图 10 短轴塔壁荷载—应力曲线

所致;③ 主梁中间高度处(G4 高度)塔壁测点应力较其上下测点增长速度快,终值亦较大(长短轴各自最大应力均出现在该处,如 G4 和 G10),这是由于该处测点最靠近底部弯矩受力中心,所受负弯矩最大,以及此处构件布置十分密集和处于塔—梁钢混结合段传力关键部位所致。该处是设计中应重点考虑的位置,有待进一步的研究;④ 塔—梁结合段短轴方向塔壁最大压应力约为 120.8 MPa(G10),小于长轴方向的应力,这是由于短轴尖端曲率小于长轴,曲率较大的长轴尖端应力更为集中;⑤ 同一高度塔壁钢板对称位置的测点应力并不相同,这是由于偏心加载和椭圆形横截面尺寸效应所致,部分测点应力相差过大还有可能是受到

周围构件应力集中的影响(如 G10)。

2.2 塔—梁结合段内混凝土的轴向应力

图 11 为塔—梁结合段内各测点应力和荷载的关系。从图中可以看出,随着荷载的增加,塔—梁结合段内混凝土竖向应力逐渐增大。当加载至 1.7 倍等效设计荷载时,测试值仍基本呈线性增长,表明塔内混凝土仍处于弹性工作状态。偏心加载导致 Z2 测点承受的压应力比 Z1 大,即使如此,在 1.7 倍等效设计荷载作用下 Z2 测点的压应力也仅为 10.76 MPa。已有研究表明,受力截面距离加载位置越远,圣维南效应影响越小,截面承受的应力越接近截面实际的受力情况。因此,Z1 和 Z2 测点的应力能近似反映桥塔真实的应力情况,即在 1.7 倍等效设计荷载作用下塔—梁结合段混凝土实际压应力最大值约为 10.76 MPa,低于 C50 混凝土的设计强度值(23.1 MPa)。

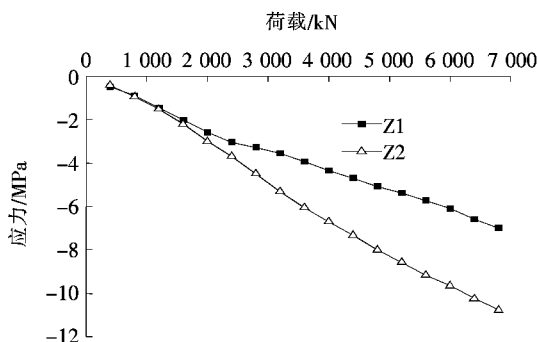


图 11 塔—梁结合段内混凝土荷载—应力曲线

2.3 塔—梁结合段 PBL 测点布置及应力情况

塔—梁钢混结合段承受轴力、弯矩和剪力的共同作用。PBL 连接件在桥塔外包钢板和内置混凝土之间的内力传递中起重要的作用。塔—梁结合段模型上共布置 5 排 PBL 剪力连接件,在第 1、3、5 排 PBL 剪力连接件的长轴和短轴方向布置测点,如图 12 所示,其中平面图位置为图 3 中的塔梁交接面。

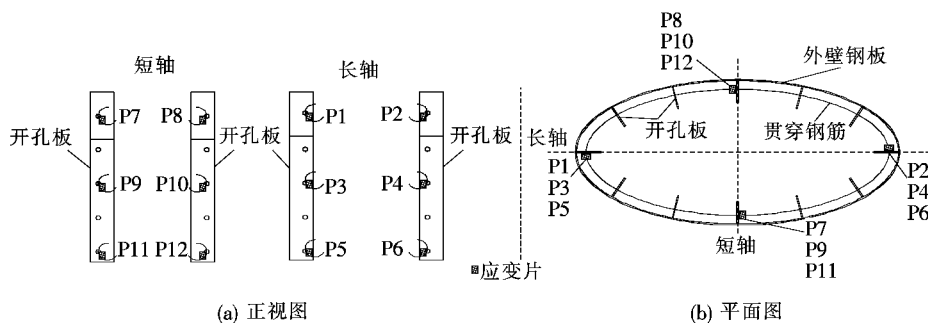


图 12 PBL 剪力连接件测点布置图

图 13 为同一排 PBL 剪力键长轴和短轴方向贯穿钢筋的弯曲应力图。从图中可以看出, P1 和 P2、P7 和 P8 测点钢筋的弯曲应力值相近, 符合主塔轴对称特性。短轴方向测点(P7 和 P8)比长轴方向测点(P1 和 P2)的弯曲应力更大, 即短轴方向 PBL 剪力键承受更大的荷载。

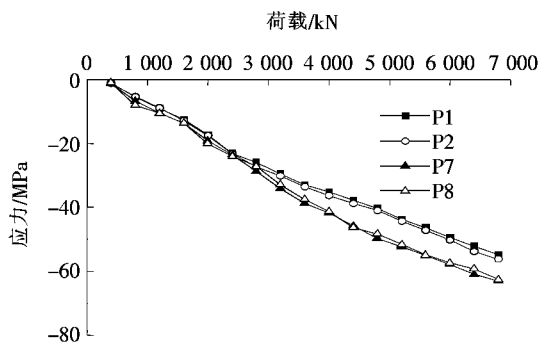


图 13 同一排 PBL 键贯穿钢筋弯曲应力图

图 14 为第 1、3、5 排 P7、P9、P11 共 3 个测点贯穿钢筋的弯曲应力图。从图 14 可以看出: PBL 剪力连接件在承受轴力和弯矩的作用下, 上层 PBL 剪力键承受的弯曲应力比下层的大。在 1.0 倍和 1.7 倍设计荷载作用下, 测得的贯穿钢筋最大弯曲应力分别为 46.44、63.00 MPa(P7), 仍然远小于 PBL 剪力键的极限承载力设计值。

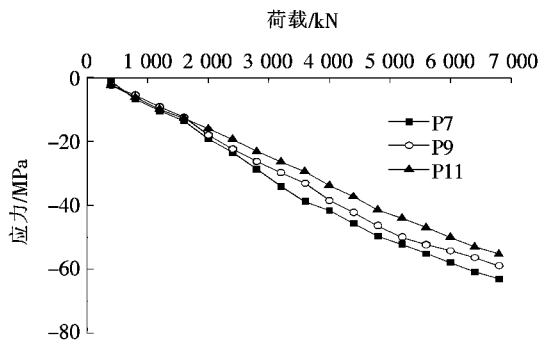


图 14 主塔高度方向 PBL 键贯穿钢筋弯曲应力图

3 有限元分析

采用商业有限元软件 Ansys 建立了塔—梁结合段的有限元模型, 如图 15 所示。该有限元模型混凝土采用 Solid45 单元模拟, 钢板采用 Shell63 单元模拟, 横向拉杆及 PBL 剪力键横向箍筋采用 Beam4 单元模拟。Q345 钢材和 C50 混凝土的应力—应变关系均采用理想弹性模型。为了模拟桥梁墩台对塔—梁结合段的约束作用, 约束了塔—梁结合段与墩台连接部位节

点所有的自由度。Ansys 有限元分析中加载的荷载大小和加载方式与试验对应, 如表 1 所示。

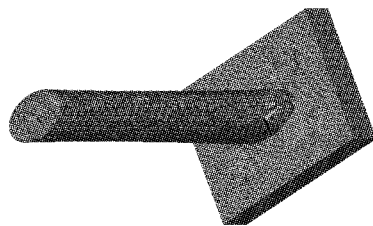


图 15 塔—梁结合段的 Ansys 有限元模型

图 16~18 为 Ansys 分析和模型试验得到的 1.7 倍等效设计荷载作用下各构件的荷载—应力关系对比图。

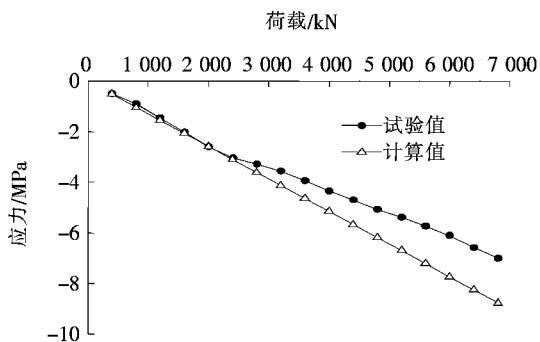


图 16 塔内混凝土 Z1 测点的应力试验值与计算值比较

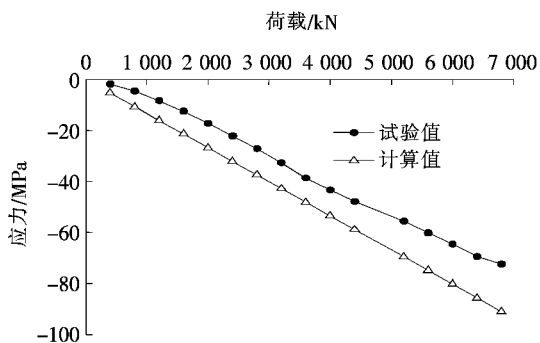


图 17 钢板 G8 测点的应力试验值与计算值比较

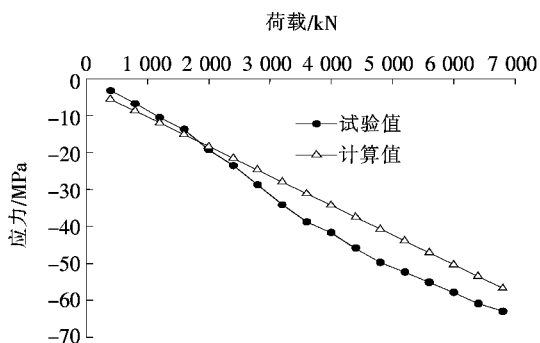


图 18 PBL 剪力键 P7 测点的应力试验值与计算值比较

从图 16~18 可以看出:各构件试验值与计算值的误差(相对于计算值)均在容许误差 20%以内,应力基本吻合,因此,试验模型方案合理,测试结果可靠,能真实反映斜拉桥塔—梁结合段的实际受力情况。

4 塔—梁结合段传力机理分析

基于上述试验和有限元分析结果可知,塔—梁结合段处主塔和主梁之间的相互作用力通过承压板、PBL 剪力键、剪力钉等构件进行传递。承压板焊接于主塔内壁,连接主梁和主塔的预应力筋锚固于承压板上,加强了主塔和主梁之间的连接。此外,承压板、PBL 剪力键和剪力钉通过传递剪力的方式加强了主塔外包钢板和塔内混凝土之间的共同受力,达到了加强整体性的效果。

5 结论

通过对某变截面椭圆形独塔斜拉桥的塔—梁结合段的缩尺模型试验,研究了结合段处桥塔钢板、塔内混凝土和 PBL 剪力键贯穿钢筋的应力分布以及受力情况。通过有限元分析模拟了试验加载过程中塔—梁结合段各构件的响应,并与试验结果进行了对比,吻合较好。得出如下主要结论:

(1) 在加载至 1.7 倍等效设计荷载的试验中,大多数测点的应力随荷载增大呈线性增加,且都处于弹性工作状态,整体应力水平较低,表明实际塔—梁结合段处结构在设计荷载作用下具有足够安全储备。

(2) 在 1.7 倍等效设计荷载作用下,塔—梁结合段混凝土最大压应力约为 11 MPa,小于 C50 混凝土的抗压强度设计值 23.1 MPa。需要注意的是,在 1.7 倍等效设计荷载作用下,桥塔长轴方向主梁中部位置的钢板承受的最大压应力达 227.56 MPa,这可能是塔梁结合段处刚度突变所致。在椭圆形桥塔应用中需重视塔—梁结合段处桥塔长轴方向刚度过渡问题,可通过适当增加塔梁结合段塔壁的厚度、适当增加嵌入主梁和主塔纵向钢筋的数量、适当增加焊接于塔梁结合段塔壁内侧剪力钉的数量改善刚度过渡问题。

(3) 在轴力和弯矩的作用下,结合段上层 PBL 连接键贯穿钢筋承受的应力比下层的大。在 1.7 倍等效设计荷载作用下,测得位于最上层 PBL 剪力键上贯穿钢筋的应力最大,其值为 63.00 MPa,低于 PBL 剪力

键的设计强度,说明 PBL 剪力键具有足够的安全储备。

参考文献:

- [1] 王伯惠.斜拉桥结构发展和中国经验[M].北京:人民交通出版社,2003.
- [2] 刘士林.斜拉桥[M].北京:人民交通出版社,2002.
- [3] 姚玲森.桥梁工程[M].北京:人民交通出版社,2008.
- [4] 上官萍,房贞政,卓卫东.塔梁墩固结斜拉桥结构受力分析[J].福州大学学报,1999(3).
- [5] 戴公连,栗森.高铁槽形梁斜拉桥塔梁固接结构试验研究及数值分析[J].铁道学报,2015(3).
- [6] Shao X, Deng F, Deng L. Conceptual Design of a New Three-Tower Cable-Stayed Bridge System with Unequal-Size Fans [J]. Journal of Bridge Engineering, 2018, 23(7): 06018002.
- [7] 吴美艳,杨光武,郑舟军.马鞍山长江公路大桥塔梁固结处模型试验研究[J].桥梁建设,2011(3).
- [8] 宋军,周建庭,陈增顺.基于子模型法的斜拉桥塔梁墩结合段局部分析[J].重庆交通大学学报:自然科学版,2013(3).
- [9] 宁平华.结合梁斜拉桥塔梁临时固结装置研究[J].中外公路,2004(4).
- [10] 邓江涛.高速铁路矮塔斜拉桥墩塔梁固结段局部应力分析与验证[J].铁道标准设计,2016(6).
- [11] 万杰龙,曾明根,吴冲,等.摄乐大桥桥塔钢混结合段受力分析[J].城市道桥与防洪,2017(3).
- [12] 张光辉,张启伟,刘玉擎,等.斜拉桥混合塔结合部受力机理模型试验[J].哈尔滨工业大学学报,2017(3).
- [13] 孙金.无背索斜拉桥塔梁墩固结部位空间应力分析[J].中外公路,2012(6).
- [14] 黄国兴.斜独塔斜拉桥关键节点空间有限元受力分析[J].中外公路,2011(3).
- [15] 钟微,张铭,易壮鹏,等.混凝土斜拉桥整体稳定性的有限元模拟及参数分析[J].中外公路,2013(1).
- [16] 独程取,尹永杰,余龙飞.独塔斜拉桥不同结构体系成桥状态分析[J].安徽建筑,2014(3).
- [17] JTG/T D64—01—2015 公路钢混组合桥梁设计与施工规范[S].
- [18] 戴公连,栗森.高速铁路独塔斜拉桥塔梁墩固接节点模型试验研究报告[R],2013.
- [19] 刘威,韩林海.钢管混凝土受轴向局压荷载时的工作机理研究[J].土木工程学报,2006(6).
- [20] 李小珍,肖林,黄玲,等.混合梁斜拉桥钢—混结合段静力行为[J].哈尔滨工业大学学报,2013(6).