

复杂交通环境下异形路口改造方法及效用评价

马文倩

(北京市城市道路养护管理中心,北京市 100069)

摘要: 机动车保有量的迅猛增长致使城市道路路网交通压力剧增,一些早期规划设计的道路条件已难以满足现状城市大交通量通行需求,特别是交通组织复杂的异形路口,拥堵情况更为突出,往往是制约道路通行能力的“咽喉”,亟待对其进行相关研究并制定改善策略。以酒仙桥大山子路口疏堵改造工程为例,在对现状拥堵成因分析的基础上,提出了异形路口工程改造方案,并通过实地调研对方案进行效用评价。研究结果表明:工程改造实施后,交叉口交通量增加、通行能力提高,交通组织得以优化完善,路口交通秩序得以提升,验证了该方案的有效性,并为该类型交叉口的设计及运行管理提供技术参考。

关键词: 城市道路;异形路口;改造方法;效用评价

中图分类号: U412.35

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2022)09-0019-03

0 引言

城市道路交叉口是城市交通系统的重要组成部分,承担着车流汇集、转向、疏散的重要作用,是制约道路通行能力的“咽喉”。交叉口功能不畅是造成城市交通拥堵的重要因素。据统计,城市交通拥堵中80%以上延误集中在交叉口^[1],极大地降低了道路网络的运行效率,影响行车安全。在城市道路交叉口中,异形路口因交通组织复杂、视觉条件受限、进出口车道通行能力不足、机非混行严重等,往往是城市交通管理的难点问题^[2]。如何利用有限的道路资源寻找可行的工程改造及交通管理方法,成为解决异形路口交通问题的关键。

通过对异形路口进行合理的优化、改造及完善,可以缓解路口节点拥堵,提高路网的通行能力。例如:邵子怡等^[3]以唐山市路北区龙华东道与河西路形成的五岔异形交叉口为例,通过路口渠化提出新的交通组织方案。张卫华等^[4]分析了五路交叉口设计中的五路环形交叉、五路信号控制、五路环岛加信号控制、五路改四路等方法的优缺点,并提出其适用条件。赵强等^[5]对五路环形交叉口的交通症结进行了分析,提出了改善思路和方法。

《北京市“十四五”时期交通发展建设规划》(2021—2035年)和《2022年北京市交通综合治理行动计划》中都明确提出改善道路交叉口交通秩序,从

设置导流岛、彩色铺装、增加进口道、重新组织流线等方面,对路口秩序进行优化改善,提升交通运行效率。

本文以酒仙桥大山子路口疏堵改造工程为例,分析了该区域现状拥堵成因,从交通组织优化、道路拓宽改造、信号相位调整、交叉口渠化设计、慢行系统完善等五方面提出了异形路口工程改造方案,并通过实地调研对方案进行效用评价。

1 工程概况

酒仙桥地区位于北京市东北四环与五环之间,总面积约5.3 km²。该区域内企业近千家,其中高新技术企业近700家,从业人员将近10万人,常驻人口约7万人,是朝阳区文化创奇产业聚集地和高新技术产业主要承载基地。作为北京东北部的产业密集地和人员密集区,酒仙桥区域交通异常拥堵,尤其是上下班高峰期间,几乎所有的道路处于饱和状态,交通混乱,拥堵不堪。

大山子路口位于酒仙桥地区北侧,是往来望京地区、酒仙桥地区、京顺路、五环路的重要集散点,也是酒仙桥地区通往机场高速的唯一入口。加之周边产业园区密集(包括国际电子总部、798艺术区、IT产业园、恒通国际商务园等),高峰时段吸引了大量的人流、车流,因此成为酒仙桥地区拥堵最严重的地方。

2 拥堵成因分析

2.1 交叉口的接入口多(五岔),距离西北侧京密路的路口近

大山子路口为五岔交叉口,分别连接酒仙桥路、

收稿日期:2022-01-09

作者简介:马文倩(1988—),女,硕士,工程师,从事道路工程设计与管理工作。

酒仙桥北路、望京街、机场辅路、机场高速出口匝道,交通组织复杂,如图1所示。加之与机场高速西侧京密路的路口之间仅有150 m的距离,车辆交织严重,路口常态化交通拥堵。



图1 大山子路口五路交叉示意图

2.2 路口不规则,影响车辆通行效率

大山子路口为不规则路口(异形交叉口),路口先天条件差。每条车行流线基本上为弧线,车辆通行不顺畅。

2.3 机场辅路右转合流困难,拥堵严重

早晚高峰,机场辅路车流量非常大,车辆排队至下一交叉口,排队长度约700 m。同时,由于机场辅路右转至大山子桥的车辆较多,右转的车辆汇入时与直行车辆冲突严重,对于机场辅路车辆合流非常困难,还大大降低了直行车辆的通行效率。

2.4 路口为多地区的交通要塞,车流量大

大山子路口是望京地区、酒仙桥地区的交通要塞,也是周边地区通往机场高速的唯一入口,因此全天吸引交通量都非常大。同时,酒仙桥地区与东五环之间无直接出入口,进出五环皆需绕行至五元桥或七棵树,不仅出行不便,还加剧了大山子路口的拥堵。

2.5 非机动车、行人闯红灯现象突出,严重干扰机动车通行

交叉口过街非机动车、行人流量非常大,尤其在晚高峰时段,非机动车非常集中。加之大山桥路口为不规则交叉口,机动车绿灯通过时车速较低,给非机动车提供了便利条件,基本上非机动车凑到了20~30辆就会一起闯红灯通过,尤其在晚高峰时段,闯红灯现象突出。即便有协管,也无法阻止非机动车闯红灯。这一问题对大山子路口的机动车通行造成了非常严重的影响。

除了上述原因外,大山子路口还存在如下问题:(1)酒仙桥路公交车站离路口太近,公交车靠边停车后要在很短距离内换道至内侧车道左转,对交通影

响很大。(2)酒仙桥路辅路有停车位,车辆停车后对辅路机动车及非机动车行驶影响较大。(3)早晚高峰路边占道摆摊现象严重,部分摊位已侵入交叉口,影响行人和转弯车辆通行。

由上述分析可知,大山子路口先天条件不佳,存在供需不平衡、流线冲突、违章严重等问题,交通状况不容乐观。

3 工程改造方法

3.1 改造思路

简化路口交通组织,通过调整机场辅路单行方向减少一岔进口,机场高速出口匝道仅允许车辆右转减少一岔口,项目由五岔口改造为三岔口,降低路口复杂程度,适当减少流线。同时,根据各进口流量需求调整信号配时,缩短红灯等待时间,从而优化路口秩序,提升路口的通行效率。

3.2 改造方法

3.2.1 交通组织优化

机场辅路彩虹路南段由北向南单行调整为南向北单行,将大山子路口减少一岔进口,去往机场高速及京密路方向的车辆需绕行彩虹路及酒仙桥北路。封闭现状机场高速入口匝道,在距离机场高速入口218 m处新建机场高速入口匝道。机场高速出口匝道仅允许车辆右转,将大山子路口减少一岔进口。

3.2.2 道路拓宽改造

彩虹路新增一条北向南机动车道,通过压缩车道由双向2车道调整为双向3车道。

酒仙桥北路新增一条东向西的机动车道,通过道路扩宽由双向4车道调整为双向5车道。

大山子路口西北出口至京密路路口东南进口路段增加一条机动车道。

3.2.3 信号相位调整

现状4个进口(望京街、酒仙桥北路、酒仙桥路、机场辅路)单边轮放的信号相位模式,其中不包括机场高速出口匝道相位(仅允许车辆右转已提前改造完成并开通使用)。

本次改造新增酒仙桥北路左转专用相位、望京街左转专用相位、行人过街专用相位,同时根据车流量优化各相位绿信比。

3.2.4 交叉口渠化设计

大山子路口西北(望京街)进口:由现状1直、1直右、1右渠化为1左、1直、1直右。

大山子路口东(酒仙桥北路)进口:由现状1左、

1直渠化为1左、1直、1直右。

3.2.5 慢行系统完善

大山子路口至京密路路口路段双向扩宽人行道路。大山子路口增设机非护栏、铺装彩色非机动车专用车道等。

4 改造效用评价

4.1 各交叉口流量对比评价

改造后,项目范围内3个交叉口的总流量提升(见表1)。其中,早高峰提升最显著,总流量增加1842pcu/h,提升30.2%;晚高峰总流量增加336pcu/h,提升6.5%。其中,大山子路口和彩虹路南口在道路改造后,交叉口早晚高峰流量均有不同程度提高。彩虹路南口流量增加最明显,早高峰增加1448pcu/h,提升181.5%;晚高峰增加892pcu/h,提升115.8%。

表1 改造前后各交叉口流量对比

时段	大山子路口流量 / (pcu·h ⁻¹)	彩虹路南口流量 / (pcu·h ⁻¹)	彩虹路北口流量 / (pcu·h ⁻¹)	合计
早高峰	改造前	3 288	798	2 008
	改造后	4 497	2 246	1 193
	变化量	1 209	1 448	-815
	变化率	36.8%	181.5%	-40.6%
晚高峰	改造前	2 476	770	1 912
	改造后	2 750	1 662	1 082
	变化量	274	892	-830
	变化率	11.1%	115.8%	-43.4%

彩虹路北口流量显著降低,早晚高峰流量分别减少815pcu/h、830pcu/h。这主要是受机场辅路导改影响,由于调整了单行方向,机场辅路吸引交通量减少,大部分选择绕行至酒仙桥北路等其他道路通行。

4.2 信号配时对比评价

新增加酒仙桥北路和望京街的左转专用相位,消除了直行车辆与左转车辆的冲突;同时增加了行人过街专用相位,缓解了行人和机动车流交织,不仅保证了行人和非机动车过街的安全性,还提升了机动车绿灯时间内的通行效率。另外,改造后信号配时方案根据车流量优化了各相位绿信比。改造后,酒仙桥北路、望京街的直行和左转相位绿信比均有不同幅度增加,相位通行能力提高。其中,以酒仙桥北路

增加最显著,直行方向增加0.23,左转增加0.11。

4.3 交叉口排队对比评价

改造后,机场辅路因调整了单行方向,进口车辆排队现象解除。望京街进口车辆排队情况基本不变,排队长度为70m左右。酒仙桥路的车辆排队长度基本保持不变。其中,早高峰车辆通行较为顺畅,排队长度仅120m,大部分车辆可以在一个信号周期内通过交叉口。酒仙桥北路进口受吸引交通量增加影响,早高峰酒仙桥北路进口排队长度略有增加。

5 结论与展望

随着城市的发展,异形路口在交通拥堵和交通事故的问题上表现得愈加凸显,是区域交通问题的重点、难点^[6]。本文以酒仙桥大山子路口改造工程为例,详细分析了现状存在问题,从区域路网的协调优化角度出发,提出调整异形为正形、化繁为简的改造思路,从交通组织优化、道路拓宽改造、信号相位调整、交叉口渠化设计、慢行系统完善等五方面提出改造措施,并通过实地调研对方案进行效用评价,通过现阶段的改造,项目范围内的大山子路口的交通量已得到显著提升,且在交通需求比改造前增大的前提下实现交通拥堵状况可控,验证了方案的合理性。

为达到城市交叉口流线合理、行驶安全、秩序规范、效率提高的目的,今后仍需密切观测异形路口流量变化,适时调整信号配时,加强非机动车驾驶人和行人的安全教育与交通管理。并开展中远期疏堵策略研究,从全局出发制定改造方案,推进交通路网建设、加强交通智能化建设等,逐步解决异形路口交通拥堵问题,有效提升道路通行能力,推进道路交通良性发展,为市民营造良好的交通出行环境。

参考文献:

- [1] 任福田.交通工程学[M].北京:人民交通出版社,2017.
- [2] BJJT/J 112—2016,城市道路车道宽度调整试验工程设计指南[S].
- [3] 邵子怡,张林,吴昊.老城区五岔异形交叉口交通优化设计[J].华北理工大学学报(自然科学版),2019,41(4):42-47.
- [4] 张卫华,王召阳,张胜凯.五路交叉口交通改善方法及其应用[J].交通科技,2011(1):96-99.
- [5] 赵强,赵永.五路环形交叉口交通改善方法与案例分析[J].城市道桥与防洪,2017(6):1-6,8.
- [6] 常向征,李佩.五路灯控交叉口交通组织优化方法研究[J].市政技术,2019,37(1):20-23.

永引南路创新设计实践

赵莉莉

(北京市市政工程设计研究总院有限公司,北京市 100082)

摘要:在路权越来越向绿色交通倾斜的背景下,道路设计工作迎来了新的发展阶段。滨河路是道路设计中的一种特殊形态,依傍珍贵的河道资源,设计中除应满足道路交通功能外,还应重视对河道景观资源的结合利用。永引南路规划等级为城市主干路,线位平行于现状永定河引水渠,是位于河道南侧的一条东西向的滨河路。在永引南路的设计中,分析了相似工程的可效仿性,对不同建设理念下的设计方法进行了研究对比,并且对临河空间慢行系统采用绿道方案的可能性进行了研究。该项目目前已经通车,永引南路的建设效果可对今后北京市滨河路的建设提供借鉴与参考。

关键词: 交通规划; 道路交通; 滨河道路; 北京

中图分类号: U412.37

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2022)09-0022-04

0 引言

新时代背景下,道路建设理念面临着从以车优先向以人优先的转变。《城市道路空间规划设计规范》^[1]提出:在坚持安全第一的原则下,城市道路“应确保包括残疾人在内的所有交通参与者的交通权益,路权分配应优先满足步行、自行车、公共交通等绿色交通的需求”。这是当下城市道路设计及城市建设发展的必然趋势。北京不仅承载着国家职能,也承载着丰富城市生活的功能。在滨河路设计中,除必须满足其最基本的河道管理和交通功能,也应同时考虑人们对河道景观资源带来的视觉上的美感和精神上的放松需求。

“滨水空间是基础性的自然资源和战略性资源,是经济社会发展的重要支撑,是城市历史、文化的重要空间载体,是生态环境的控制性要素”^[2]。高标准的水环境和滨水地区对实现城市发展目标具有重要意义。随着多年的水利建设,北京市的城市防洪安全得到基本保障,但以防为主的理念导致亲水性不足,城市建设与人的活动结合不紧密,水的价值尚未得到充分体现。滨河路设计应以高效利用土地资源、兼顾各系统需求、充分重视慢行系统设计为方向,综合了交通、水务、景观等各方面功能,需要进行一体化和多专业协同设计。

永引南路是北京市一条紧邻永定河引水渠的滨河道路,设计中体现了以下创新设计实践:

(1)理论上市区河道两侧隔离带范围属于河道保护区域不用作建设市政道路,永引渠市内段属于水源河道,河道两侧隔离带范围为上口向外100 m。前期阶段,河道空间和城市道路空间如何分配一直是永引南路遇到的最大难题,经过论证和协调,最终以共享空间的解决办法满足了水务与交通两套系统的需求。

(2)结合临河特性在规划横断面基础上进一步优化,采用了非常规的不对称形式,在保证河道安全的前提下,实现城市主干路的交通功能。

(3)将尽可能多的临河优质景观空间留给慢行系统,在滨河路设计的实践层面做了有益尝试。

1 永引南路研究过程

永引南路位于西外大街和阜石路两条城市快速路之间,线位平行于现状永定河引水渠,是位于河道南侧的一条东西向的滨河道路。规划等级为城市主干路,红线宽度50 m。西起石景山区金顶北路,向东跨越西四环接入海淀区玲珑路,全长约9.6 km(见图1)。它的建成通车将大大分担西外大街和阜石路的交通压力,同时有效连接了石景山区和海淀区,尤其是使石景山区与市中心的联系更加便捷,为该地区的建设及经济发展提供了必要的市政基础。

本项目范围内永定河引水渠为水源河道,规划河道横断面为混凝土护坡的梯形断面,规划河底宽为20 m(见图2)。根据北京市中心城控制性详细规划,

收稿日期: 2022-01-07

作者简介: 赵莉莉(1978—),女,本科,高级工程师,主要从事道路设计工作。



图1 永引南路项目地理位置示意图

项目范围内永引渠规划维持现状功能、位置、宽度。



图2 现况永引渠

改造前的永引南路横断面为一幅路形式,路面宽度约5~6 m,道路两侧各有一排现状树木,树种为杨树和榆树(见图3)。现况路面使用条件非常不好,破损严重。



图3 改造前的永引南路

作为北京市重点工程,在方案启动阶段经历了水务部门和道路建设单位、政府主管部门对河道两侧空间如何使用的讨论。设计理念由最初的常规主干路设计逐渐转变为侧重临河空间的道路设计。设计过程中研究对比了相似工程的可效仿性和慢行系统采用绿道方案的可能性,确定了永引南路的整体设计思路。

2 永引南路设计和建设情况

总体设计思路是在保留巡河功能的前提下,实现其城市主干路的交通功能,依托珍贵的河道景观资源为周边居民提供宜人的休闲健身环境。统筹滨水空间建设,打造连续舒适、活力多元的亲水滨河漫步道和自行车道。

项目前期面临的首先是用地难题。依据河道上口向外100 m为河道隔离带用地规定,永引南路的建设用地前提不成立。然而,北京市内的土地资源是有限的。考虑到北京的汛期是6—8月,独立的巡河路空间利用率不高。经与河道部门协调,以共享空间的解决办法满足了水务与交通两套系统的需求:巡河车辆利用主路空间行驶,路段每隔500 m在临河侧设置一个水务港湾来实现汛期抢险功能,在与公交港湾重叠位置,水务港湾与公交港湾二合一设置,既是水务港湾,也是公交港湾(见图4)。

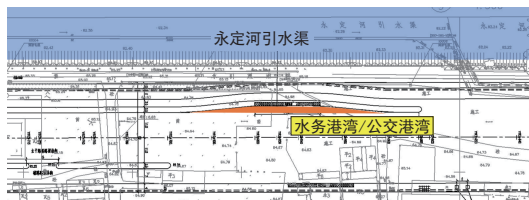


图4 水务港湾设置示意

设计前期对蓝靛厂南路等滨河道路进行了对比研究。蓝靛厂南路(见图5)是沿京密引水渠两侧布设的连续通行的城市主干路,沿线风景优美,作为每年北京马拉松路线,一直社会反响良好。永引南路和蓝靛厂南路情况非常相似,规划等级都是城市主干路,红线宽度都是-50 m,都临河。但是经过进一步研究发现,照搬蓝靛厂南路的设计模式是不适宜的。



图5 蓝靛厂南路

首先,两者建设条件不一样。与蓝靛厂路相交的丁字口均为右进右出,其他相交道路等级较高,节点基本上按立交形式处理,因此车辆可以连续通行。然后,与永引南路相交的道路多为次干路和支路,均按平交形式处理,路口均采用灯控形式。另外,如果做成沿河道对称的上下分行方式,占地较大,导致路口较长,且为桥梁结构,路口视距不好,不利于交通组织,路口通行能力差。而且,永引渠北岸有东水西调管线、中水西送管线及500 kV高压管线入地等工程,工程实施对管线影响较大。分行方案要在两岸分别下穿101铁路,对铁路影响范围增大。因此,永引

南路不具备分行条件。

其次,随着设计理念的进步,设计思路也发生了改变。蓝靛厂南路的设计从实现交通功能的角度无疑是非常成功的,大大提升了道路的通行能力,在当时以服务机动车交通为道路主要功能的背景下值得效仿。但是,近些年随着设计理念的发展和变化,更加侧重对行人和非机动车的服务。基于慢行优先和功能景观融合的视角,设计中仍有较大的优化空间值得探讨。(1)采用沿河道两侧对称布设道路断面的形式,占地空间较大,行人和自行车过街虽然可以利用人行天桥和跨河桥,但是绕行距离太长,尤其是对老人、儿童和残疾人不够友好。(2)对称的断面布置导致步道均设置在远离河道一侧,行人不易亲水,导致优越的河道景观资源得不到有效利用。(3)沿河道两侧对称的断面布置存在非机动车逆向行驶问题。(4)马拉松比赛期间,运动员跑步利用机动车道,社会交通需要断行,给机动车交通带来了一定的不便。如果能进一步强化慢行优先的理念,合理地利用空间资源,既可以更好地服务马拉松赛事,也可以为市民提供更为舒适的休闲健身环境。

规划横断面如图6所示,道路规划红线宽50m,规划断面为三幅路,主路安排双向6车道,宽23m,两侧辅路宽度各为6m。南、北机非隔离带宽度均为2.5m。北侧步道宽2m,南侧步道宽8m。规划断面考虑,由于北侧辅路紧邻河道,应具有巡河功能,故为巡河专用,非机动车统一布置在南侧辅路双向行驶。

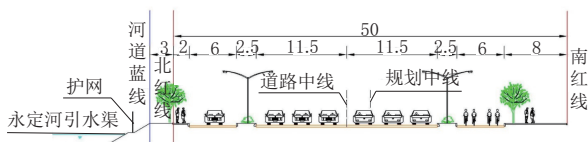


图6 永引南路规划横断面(单位:m)

设计横断面在规划横断面基础上进行了优化,如图7所示。在满足巡河和交通功能的前提下,整合市政道路和滨水景观,将慢行交通融入环境,提高出行品质。设计横断面确定为三幅路形式,主路宽23m,布置双向6车道。主辅隔离带宽度两侧各为2.5m。北侧设置非机动车道,宽3.5m;南侧设置辅路,宽7m,机非混行。北侧的步道宽7.5m(含绿化),南侧步道宽4m。

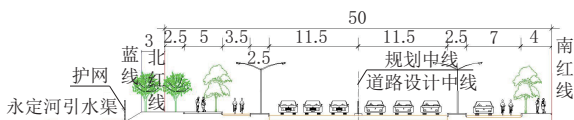


图7 永引南路设计横断面(单位:m)

设计横断面考虑了以下功能:

(1)慢行优先。永引南路的横断面设计提高了道路空间使用效率,把较为富余的绿化空间尽量留给了临河一侧,突出了临河道路的景观优势。虽然采用了上下行不对称的断面形式,但是规划红线与道路设计中线重合,断面布置美观。设计断面很好地保留了临河一侧的现况路树,减少了伐移。

(2)巡河功能。河道安全无疑应该是本项目的首要功能。主管部门和设计单位在用地空间紧张的情况下就巡河路“专用”问题与水务部门进行了商榷。经几次上会讨论方案,巡河功能在主路体现的方式最终得到了各部门的接受和认可。另外,为保障汛期抢险停车,全线每隔500m在临河侧设置一处水务港湾,满足了河道防洪抢险的管理要求。

(3)交通功能。永引南路的设计横断面不是对称的典型形式,主要是因为道路北侧红线几乎紧邻河道上口,因此北侧没有设置辅路的必要。取消北侧辅路后,剩余空间可为绿化景观和市民休闲提供更丰富的空间。根据用地功能和交通组织,道路断面在南侧设置辅路,为地方交通集散提供交通条件。

(4)景观设计。北京属于资源型重度缺水地区,临近河道的天然优势应该使景观设计成为本项目的亮点。除7.5m步道空间外,道路北红线距离河道蓝线之间还有3m左右的空间,一共有10m左右的景观空间可以利用。充足的绿化空间有条件为行人提供良好的休闲健身场地。

相比于规划断面,设计断面有更高的道路绿地率,红线内的道路绿地率指标大大超过规划断面和蓝靛厂南路。对比见表1。

表1 道路绿地率指标对比

道路名称	绿化宽度/m	红线宽度/m	道路绿地率/%
蓝靛厂南路	5.5	50	11
永引南路规划断面	8.0	50	16
永引南路设计断面	10.5	50	21

永引南路通车至今,经历了雨季汛期的考验,运行良好。既实现了城市主干路的交通功能,又为周边居民在河边休闲健身提供了优质场所,大大提升了道路交通服务功能和城市景观,为北京滨河道路平添了一条蓝绿交织的风景线。

3 总结与建议

3.1 总结

永引南路的设计和建设是北京市滨河路有创新

的有益尝试,在总结成功经验的同时也有几点遗憾。

第一,以道路红线为界划分,7.5 m 宽的市政红线内的景观设计工作由道路设计的景观专业负责,红线外 3 m 宽部分由河道景观设计单位负责,建设时序也有所脱离,先进行红线内市政道路部分设计和施工再进行河道部分的设计和施工。虽然最终呈现的效果是满意的,但如果两者设计和建设可以同步,相信会达到更好的效果。

第二,本项目通车前夕,北京市某滨河路恰巧出现了醉酒司机冲破护栏溺亡的惨剧,新闻报道后引发了管理部门的重视。永引南路交通工程图纸审查时,交管局要求临河一侧全线设置 A 级波形梁防撞护栏,以防止车辆坠河,这从事故防患于未然的角度无疑是对的,但实际操作中由于缺乏这部分细节设计的经验,难免出现“矫枉过正”的现象。

第三,本次永引南路虽然在前期阶段做了绿道方案研究(见图 8),但是慢行系统并未按绿道方案实施。未来依托珍贵的临河景观资源和宽阔的慢行空间,永引南路临河一侧远期接入绿道网系统是有条件实现的,服务效果必将锦上添花。

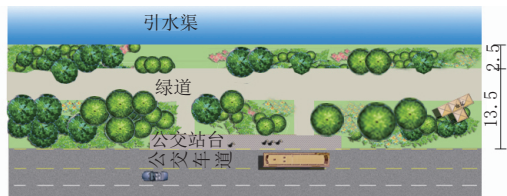


图 8 慢行系统绿道方案(单位:m)

3.2 建议

基于永引南路的设计经验,对北京市今后滨河路建设的建议如下:

(1)滨河景观带整体化设计。各个政府部门的管辖职能应该改变“各自为政”的现状,建设过程中从关注局部效益转变为重视整体效果,“由部门多头管理转变为平台统筹管控”。这需从追求工程整体效果出发,各部门打破专业壁垒和管辖局限进行协调统筹。

(2)设施细节设计。在有条件情况下,道路护栏应与绿化结合进行必要的“消隐”。建议今后的滨河路设计能对具有防撞功能的景观护栏进行专题研究,做到功能设计与外观设计的和谐统一。

(3)高效利用土地资源、功能共享、精细化设计。河道用地与市政道路用地共享是本项目的一个突破。在研究用地的过程中,不拘泥于规定,以实现“功能”为核心,进行充分的多部门探讨和研究。同样,规划横断面对于项目只是前期阶段的大框架形式的参考,并非不可改变、不可优化。每个项目都有其独特之处,应结合工程具体条件具体分析。

(4)绿道系统设计。随着设计理念的进步,对非机动车、行人出行安全和质量越来越重视,绿道系统将成为城市步行和自行车系统的重要组成部分。“将人的需要作为城市道路设计的重要考量要素,已成为道路设计者的共识”^[3]。例如,西城区计划用 3 a 时间打造 6 条“悦动骑行+活力健步”林荫路,努力实现慢行林荫路连线成片、连片成网,提升居民安全感、幸福感、获得感。西城区的莲花河滨水绿道就是一个非常成功的滨河路改造案例,沿河道布设慢行系统给不同类型的行人和骑车人提供安全、通畅、舒适、宜人的步行环境,结合局部市政人行步道调整,将游人自然引入公园。随着理念的转变和系统建设的完善,建议有条件的滨河路的慢行空间考虑接入绿道系统,进一步提升慢行系统环境。

4 结 语

北京交通政策的核心是发展绿色交通,限制小汽车的过度使用。北京城市道路已经为小汽车交通提供了极大的方便,而绿色交通的发展未得到应有的空间保障,今后的路权分配应优先满足步行、自行车、公共交通等绿色交通的需求。这是道路设计理念的进步,也是道路设计从业者当下应该追求的目标。永引南路设计在充分总结北京市滨河路道路设计经验的基础上,在慢行优先、交通功能与城市环境融合设计等方面进行了积极的探索和创新实践,旨在为同类工程建设提供可借鉴的思路,共同推动行业进步。

参考文献:

- [1] DB11/1116—2014,城市道路空间规划设计规范[S].
- [2] 北京市规划和自然资源委员会.北京滨水空间城市设计导则[Z].北京市规划和自然资源委员会,2021.
- [3] 廖秀斋,张志远.绿色出行在城市沿江景观道路中的应用[J].城市道桥与防洪,2020(6):9-10,21.

城市地下道路提质升级探讨

吴良骏

(上海城建城市运营集团有限公司, 上海市 200023)

摘要: 针对城市地下道路当前运行情况,通过对现状问题进行分析,得出现状问题主要包含交通安全问题、结构病害、智慧化管理水平不足等类型。其中,影响交通安全因素主要为节点交通拥堵、安全设施设置不规范和隧道洞口黑洞效应。通过对现状问题形成原因分析及不同类型问题的针对性处理,从交通安全与照明设施完善、交通运行管控提升、智慧防灾预控和智慧管养四个方面提出对城市地下道路提质升级建议。由研究可知:城市地下道路提质升级应因地制宜,采取有针对性的措施,使改造更人性化、经济化;智能化技术在城市地下道路交通运行状态全息感知、运行态势分析、运行状态预警管控、防灾智慧检测和智能养护等领域有较好应用前景。

关键词: 城市地下道路;提质升级;智慧管理

中图分类号: U412.37+3.1

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2022)09-0026-04

0 引言

城市地下道路作为解决城市交通拥堵的重要手段,越来越多的城市开始建设和使用地下通道来缓解城市道路压力。城市地下道路是对既有中心城市交通网的补充和完善,在一定程度上改善区域交通网、保护城市生态环境^[1]。

随着隧道建设技术的不断成熟,越来越多城市地下道路投入使用,由于我国不同地区经济发展水平、道路交通环境、隧道建设条件和建设年代差异,为保障现役城市地下道路运营安全,提高地下道路养护管理水平和运营安全,交通运输部提出有关公路隧道管理与养护的通知与行业标准规范,主要从三个方面进行城市地下道路提质升级,一是补齐隧道交通工程与附属设施短板,保障车辆通行隧道安全;二是推进城市地下道路土建结构改造,保障隧道主体结构安全;三是强化隧道交(竣)工验收^[2]。

针对城市地下道路提升特点和技术的研究主要集中在隧道安全设施、消防照明设施、土建病害和智能化管养平台等方面。涂耘^[3]等详尽阐述公路隧道提质升级的总体思路和技术要点,指出公路隧道提质升级应重点关注隧道洞口、洞身和路面,与发达国家相比,隧道照明、通风、交通安全设施及智能化管养平台是急需补齐的短板。武瑞兵^[4]以隧道机电设施在日常养护维修中的问题为基础,提出了隧道智

能监控管理信息化设计思路,解决了原各个子系统运行相互独立、统计繁琐和操作分散的问题,实现了隧道设备控制、交通监控、智慧维护和应急一体化运行。

本文以“城市地下道路提质升级”为背景,从交通安全、结构病害和智慧管理水平三方面问题入手,提出城市地下道路提质升级思路和技术方案。

1 现状问题分析

1.1 交通安全问题

(1)部分节点交通拥堵严重

城市地下道路作为城市道路运输网的重要组成部分,其承接大量过境交通量,交通压力一般较大,容易发生交通拥堵。特别是某些节点处交通拥堵比较严重,主要体现在:a.在高峰时间段,城市地下道路出口路段较为拥堵,通行能力较差。b.城市地下道路通行能力存在瓶颈,出现交通事故后,难以疏导。c.通行能力不足,入口交通组织不善,车辆汇入段拥堵,部分路段出口匝道同隧道主线之间的过渡段和加减速车道长度不足。d.出现潮汐式拥堵现象,节假日拥堵明显。

(2)安全设施设置不完善

城市地下道路相关交通标志标线在交通标志设计方面存在随意性大、形式多样、缺乏统一、质量难以把控、可识别性不强、安全隐患大等问题。并且随着使用该过程中耗损,标志标线等难以保证在车辆正常行驶条件下清晰可见,存在标志标线缺损、不连续、积灰等问题。

(3)隧道洞口的黑洞效应

收稿日期: 2021-11-08

作者简介: 吴良骏(1984—),男,硕士,工程师,从事市政工程管理和市政设施养护工作。

隧道洞口的黑洞效应严重影响行车安全。隧道入口处,照明亮度过低,没有足够的反应时间,使驾驶员在室外亮度下接近隧道时看到的隧道犹如“黑洞”^[5]。生理上,驾驶员瞳孔迅速扩大,难以准确在视网膜上聚焦,容易产生“两眼一抹黑”的瞬时盲期,诱发交通事故

以上海外滩隧道为例,图1为上海外滩隧道东门路入口,可以看到,外滩隧道东门路入口存在照明亮度过低问题,容易诱发交通事故。图2表明,外滩隧道东门路入口进入隧道后,亮度大幅度衰减,亮度值为 40 cd/m^2 ,具有明显黑洞效应,严重影响行车安全^[6]。



图1 黑洞效应(以外滩隧道为例,东门路入口)

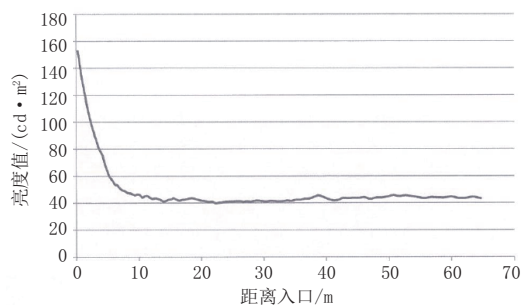


图2 亮度值(外滩隧道东门路入口)

1.2 结构病害问题

随着城市地下道路运行时间的增加,隧道结构病害逐渐显现,主要包括裂缝、渗漏水、路面隆起、剥落剥离和衬砌变形等常见病害。如图3所示,为隧道裂缝病害,包含纵向裂缝、斜向裂缝和环向裂缝;图4为隧道渗水病害,包含点渗漏、线渗漏和面渗漏。隧道结构化病害直接影响机动车行驶舒适性与安全性^[7]。

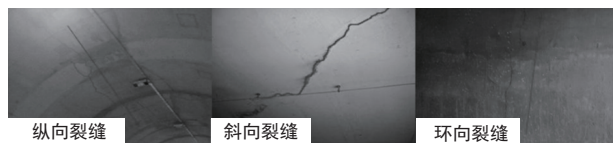


图3 裂缝病害

1.3 智慧化管控水平不足

目前,我国城市地下道路智能化水平相对较低。近几年,一些部门开展了一系列智能化综合监控措



图4 渗水病害

施,但城市地下道路智慧化水平仍有待提升,具体体现在运维养护效率不高、交通管控与服务水平不足^[8]。通过调研,目前地下道路智慧化存在以下问题:

(1)“监多控少”、数据不共享、信息不对称、管控不及时等问题;设备设施更多依靠人工检查,无法提前预防养护。

(2)智能化检测手段有限,一旦发生问题,维修比较难,如结构渗水,无法准确识别位置等。

2 提升建议措施

2.1 交通安全与照明设施完善

针对城市地下道路标志标线缺失、样式不统一、版面不规范等问题,建议完善各类交通标志、标线,保证各交通标志、标线应清晰可见,线型诱导连续,无缺损、遮挡,隧道洞口段采用减速标线或彩色路面,完善入口护栏渐变过渡,加强隧道紧急停车带迎车面端头的防护,明晰隧道轮廓^[9]。

建议完善照明设施,主要消除隧道洞口的“黑洞效应”,并控制照明设施能耗。提质升级技术要点如下:

(1)洞口减光处理,增强洞口安全警示措施,减少“黑洞效应”。

(2)优化照明灯具布置方式,采用高性能发光反光易洁涂料提高反射率。

(3)在满足规范要求下,合理使用现有照明设备,尽量节省改造资金、缩短施工周期。

(4)合理提高隧道内照明亮度,保证舒适性和安全性,有效控制能耗。

2.2 交通运行管控提升

为提升城市地下道路智慧化管理水平,建议构建智慧化交通分析与管控平台,平台应依托传感器数据,采用事件监测算法,实现交通运行状态感知、事件监测、运行态势分析及运行状态预警^[10]。主要功能应满足以下方面:

(1)隧道交通运行状态全息感知

交通流流量速度等采集,交通事件的识别,以及实现个体车辆行驶状态感知,最后达到交通流运行状态综合感知。见图5。

(2)隧道交通运行态势分析

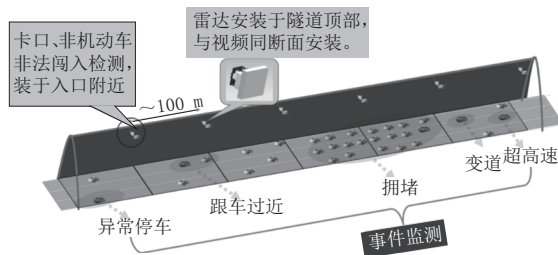


图5 交通运行状态全息感知

主要包含隧道重点路段运行风险研判和多维全时隧道交通运行状态评估^[11]。基于感知的隧道各分段车辆数据,构建交通运行状态识别算法,实现重点路段风险感知与多维全时运行状态监控。

(3)基于实时交通态势的隧道运行状态预警与管控。

构建交通运行风险的智能预警管控方案库,基于实时交通运行状态对重点路段、匝道、车道精准管控。

2.3 智慧防灾与预控

城市地下道路防灾智慧监测预控应根据风险识别和风险源进行分级情况判定,制定针对性的防灾和监测技术方案^[12]。建议构建城市地下道路防灾智慧监测预控系统,系统应包含以下方面:水灾智慧监测与防控;火灾智慧监测,提升火灾识别率、减少误报,早期火灾识别和提升火灾的空间定位准确性;火灾智慧预警与管控;智能防控决策和动态救援疏散救援;消防性能实时评估系统。

首先应具备实施探测隧道火灾状况功能,能够对现场数据进行采集,采用火焰识别算法对采集数据进行分析^[13],并连接有消防部门的报警主机。其次,系统应能实现隧道内灾情智能预测,通过以往隧道灾情大数据分析,实时分析现场各温湿度传感器采集数据、共享并挖掘交通事件检测数据,比对、研习、预测隧道内火灾发生概率,一旦超出预设概率阈值,触发预报警。然后,系统应具备智能疏散引导功能,通过分析隧道线路走向以及匝道口、疏散口位置,针对不同火灾发生点生成相应的事故疏散撤离方案。最后,系统应具备辅助决策支持,三维场景重构、仿真模拟,在线推演功能,可实现基于三维环境场信息采集、重构、动态反馈、火灾蔓延态势预测的智慧疏散救援决策,并在线模拟评估救援手段效率,提出优化方案。

2.4 智慧管养

2.4.1 结构监测预警

建议构建隧道结构监测系统,通过实时的、精确

的隧道结构工作状态数据监测、分析与处理,提供实时的数据支持,实时掌握结构运行状态,以便及时发现问题并且采取措施,提高结构的养护科学决策水平。检测对象及内容见表1。

表1 监测对象及内容

类别	监测对象及内容
隧道结构	隧道结构的纵向不均匀沉降
	隧道结构断面的横向收敛变形
	水平位移引起的隧道接缝张开
	隧道结构钢筋应力
	结构开裂、剥落:包括裂缝宽度、深度、数量、走向、剥落体大小、发生位置、发展趋势等
	结构渗水:包括渗漏水量、发生位置、发展趋势等

通过位移计、激光测距仪、锚杆测力计、精力水准仪等多个自动采集仪采集隧道数据,监测围岩及支护结构、隧道拱顶和地表、附近建筑物、孔隙水压力和土压力等。并将数据传输至数据处理中心,进行综合分析,判定隧道自身稳定性,有预见性的防止事故发生,保证施工和运营安全。总体架构见图6。

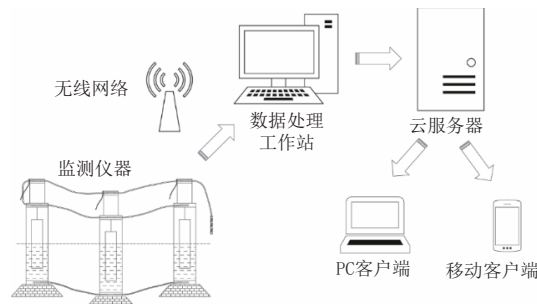


图6 隧道结构健康监测架构图

2.4.2 养护维修系统

建议建立养护维修系统,实现运维自动化、以实时监控信息自动流向监管端和养护端,提升管养效率^[14]。通过感知检测系统,与车辆实现双向信息传递,与主机实现信息交互,将所有报警实时推送至现场维护人员,将重大报警事件信息提供至决策管理人员,管理人员通过主机下达决策命令,决策主机传递维修工单通知现场维护人员进行维修操作,并进行维修信息编录,此外维修主机可对车辆传递辅助信息服务。

3 结论与讨论

作为城市地下道路规模最大、数量最多的国家,保障城市地下道路运营安全,为社会公众提供更好的服务十分必要。在现行相关规范和技术指南下,结合隧道自身问题,开展提质升级行动。本文通过对城市地下道路现状问题及提升方案分析,得出以下结论:

(1)提质升级是保障城市地下道路行车安全、为出行者提供安全、舒适和便捷出行体验的重要手段。

(2)城市地下道路提质升级应该根据自身建设条件和交通环境等差异,因隧制宜,合理利用原有设施,分类施策、分批实施的原则,针对各自问题,采取有针对性的实施建议。

(3)智能化技术在城市地下道路领域不断深入应用,在隧道交通运行状态全息感知、运行态势分析、运行状态预警管控、防灾智慧检测 and 智能养护等方面具有较好应用前景。建议城市地下道路可以增设智能化设备,实现隧道智能化管控与管养。

(4)本文为我国城市地下道路提质升级技术方案提供了一定技术参考,对打造安全、智能的城市地下道路提供有力的技术支撑。

参考文献:

- [1] 交通运输部.2020 年交通运输行业发展统计公报[N].中国交通报, 2021-05-19(002)[2021-11-25].http://www.gov.cn/xinwen/2021-05/19/content_5608523.htm.
- [2] 黄婷,陈云,牟星宇,等.高速公路隧道提质升级交通安全设施典型问题及对策[J].公路,2020,65(4):256-261.
- [3] 涂耘,王少飞,王小军,等.论公路隧道提质升级[J].隧道建设(中英文),2019,39(S1):1-9.
- [4] 武瑞兵.公路隧道智能监控管理信息化设计[J].山西交通科技,2021(1):64-66.
- [5] 王启俊.高速公路隧道视觉安全引导技术分析与应用[J].中阿科技论坛(中英文),2021(5):56-58.
- [6] 李平,毛渝茸,王少飞,等.高速公路隧道运营安全多尺度预警体系研究[J].中国交通信息化,2021(S1):60-64.
- [7] 燕崇麒.公路隧道智能化监控及交通安全措施探究[J].智能城市,2020,6(23):129-130.
- [8] 张鸿斌.对公路隧道智能运维系统的探讨与研究[J].现代工业经济和信化,2020,10(7):83-84.
- [9] 刘松荣,赵卫斌,史玲娜,等.基于质量提升的隧道照明节能设计研究[J].地下空间与工程学报,2020,16(S1):396-402.
- [10] 杨明锐,张洪雷.国省干线公路隧道提质升级的要点及关键技术[J].交通世界,2020(35):99-102.
- [11] 卢勇.人工智能技术在隧道提质升级中的应用[J].中国交通信息化,2021(2):135-137.
- [12] 戎贤,张晓巍,孙子正,等.公路隧道智能火灾应急与疏散体系结构[J].隧道与地下工程灾害防治,2020,2(3):23-29.
- [13] 刘彬,曾宪堂.公路隧道火灾报警系统报警模式探析[J].公路,2021,66(5):328-331.
- [14] 邱民.高速公路隧道智慧管养信息化应用系统[J].西部交通科技,2020(7):157-161.

《城市道桥与防洪》杂志

是您合作的伙伴,为您提供平台,携手共同发展!

欢迎新老读者订阅期刊 欢迎新老客户刊登广告

投稿网站:<http://www.csdqyfh.com> 电话:021-55008850 联系邮箱:cdq@smedi.com

杭州市学校周边交通治理策略研究

郑爱琴¹, 陈 懿²

(1.杭州市综合交通运输研究中心, 浙江 杭州 310000; 2.杭州市综合交通运输研究中心, 浙江 杭州 310000)

摘 要: 在构建“以人文本”的城市综合交通背景下,学校周边交通治理显得尤为重要,治理效果直接影响城市交通运行状况,是城市交通治理的重要内容。以杭州市钱江新城实验小学为例,系统介绍了其现状问题、治理方案和治理效果;简要介绍了日本、德国学生接送交通组织方面的主要措施,为国内学校周边交通治理提供经验借鉴;在此基础上,提出了学校交通治理“四化”原则,以及“源头治理、时空分流、设施完善、绿色优先、管理配套、社会共治”六大治理措施,为学校交通治理工作提供借鉴与参考。

关键词: 城市交通治理;学校周边;交通治理

中图分类号: U984.191

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2022)09-0030-04

0 引 言

2013年,杭州市成立治理城市交通拥堵工作领导小组及其办公室,拉开了治理城市交通拥堵工作的序幕,经过多年不懈努力,交通拥堵状况得到有效缓解,市民出行的获得感增强。学校接送交通存在交通需求短时间、小范围高度集聚的情况,学校门口交通拥堵常发,并由点扩散至线、面,造成大范围的区域拥堵,为此,近年来杭州市持续开展学校交通治理工作。

本文以杭州市钱江新城实验小学为案例,详细介绍了其交通治理方案,并借鉴国外先进经验,系统总结学校交通治理的原则和策略,为学校交通治理工作提供借鉴与参考。

1 钱江新城实验小学交通治理

1.1 概况

钱江新城实验小学位于上城区采荷街道,2021年下半年校区扩建后,学校班级数将达到60个,学生数2700人,教职工175人。学校服务范围较广,家和学校距离在1 km以内的占比47.79%,1至3 km占比36.32%,超过3 km占比15.9%。

现状上、放学时段,学校南侧太平门直街存在交通秩序混乱、拥堵严重、安全性差等问题,对学生上、放学以及周边居民出行均造成非常不利的影响,市民反响强烈。

收稿日期: 20

作者简介: 郑爱琴(1967—),女,学士,高级工程师,从事交通运输管理及研究工作。

1.2 问题诊断

1.2.1 出入口数量不足

现状学校只有1个学生接送出入口,位于南侧太平门直街上,所有接送交通均位于该条道路上,导致上、放学时段各类交通相互混杂、过度集中,交通供需矛盾突出。

1.2.2 道路网络不完善

学校周边规划有4条城市支路,分别为太平门直街、顺福路、江中路(未建成)、七号支路(未建成),由于路网系统尚未按照规划建成,交通疏解能力明显不足,如图1所示。

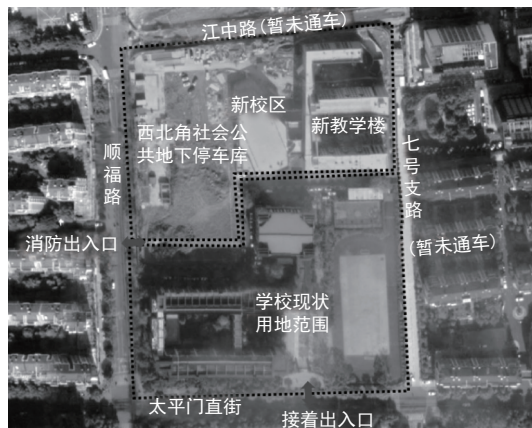


图1 学校及周边概况图

1.2.3 公交服务不到位

根据交通调查结果,公交接送比例较低,送学占比为2.72%,接学占比为7.55%,而私家车接送比例较高,送学占比为31.99%,接学占比为19.01%,学生接送方式比例见表1。

学校附近公交配套不足,只有1对公交车站—钱江二苑站,且仅有1条线路经停。通过公交意愿调查

表1 学生接送方式比例 单位: %

方式	私家车	公交	出租车	非机动车	步行	独立上学
送学	31.99	2.72	0.8	42.86	18.11	3.52
接学	19.01	7.55	1.51	43.86	22.23	5.84

显示,46.6%的家长愿意选择乘坐公交求知专线,11.9%的家长有可能会选择求知专线,求知专线乘坐需求较强。

1.2.4 未设置接送空间

未设置家长等候区,家长在人行道、车行道上停留或者行走,交通秩序混乱。

未设置接送停车位,在车行道上随意停车下客,造成交通拥堵,并存在安全隐患。

1.2.5 管理设施不到位

太平门直街等道路随意停车、调头等违章现象较为普遍,由于缺少违章抓拍系统、交通监视系统等智能设施,违章处罚力度不够,交通秩序混乱。

1.2.6 家长对交通接送环境不满意

根据问询调查显示,家长普遍对接送环境不满意,认为存在学校出入口数量太少、停车空间不足、违停严重等问题。

1.3 交通治理方案

1.3.1 治理目标

打造“安全、有序、便捷、通畅、舒适”的学生接送系统,缓解学校周边交通拥堵压力,满足市民不断增长的美好出行诉求。

1.3.2 治理策略

采用“建设施、调需求、强管理、聚合力”四大类措施,系统解决学生接送问题,如图2所示。

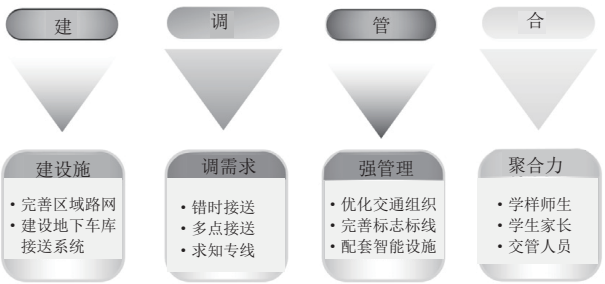


图2 钱江新城实验小学交通治理策略

(1)建设施

完善学校区域路网。尽快建成学校东侧七号支路及北侧江中路,构建学校周边“密路网”系统,畅通交通微循环,减少交通拥堵。

建设地下接送系统。结合学校操场下方公共停车库建设,同步建设学生地下接送系统,设置家长接送泊位、家长等候区等空间,将小汽车接送方式安排

在地下车库。

(2)调需求

优化错峰接送。进一步优化各年级上、放学时间,避免交通需求在短小时内高度集聚。

实施多点接送。在七号支路上开设慢行接送出入口,在江中路上设置地下车库出入口,均衡交通压力,并进一步提高交通安全性。

开设求知专线。选择家长开通意愿强、距离学校超过1公里的3个小区(盛世钱塘、运新花苑及采荷片区)试点运行求知专线,线路两端设置公交停靠空间,如图3所示。



图3 求知专线线路走向

(3)强管理

优化交通组织。学校东侧七号支路只有7米宽,为保障学生和家人的安全,在上、放学时段禁止车辆通行,以减少人、车冲突。

完善标志标线。完善限速等交通标志,在学校周边构建宁静区,提高交通安全。

配套智能设施。增设违停抓拍系统、逆向抓拍系统等智能设施,规范出行者行为。

(4)聚合力

形成联动机制。创建学校、家长、交通管理部门联动机制,明确各自分工,形成合力,共同营造良好的接送环境,如图4所示。

规范家长行为。加强宣传和监督,通过发放“文明接送宣传单”、对不规范停车等不良行为进行校内曝光等方式,规范家长接送行为。

加强学生交通安全教育。建设交通安全教育体系,加强交通安全教育,培养交通安全意识。

1.4 交通治理效果

1.4.1 交通秩序改善

学校交通治理后,上、放学时段学校周边太平门直街等道路交通秩序明显改善,道路上车辆违停、家长等候占用道路通行空间等现象明显减少,道路更加顺畅和安全。

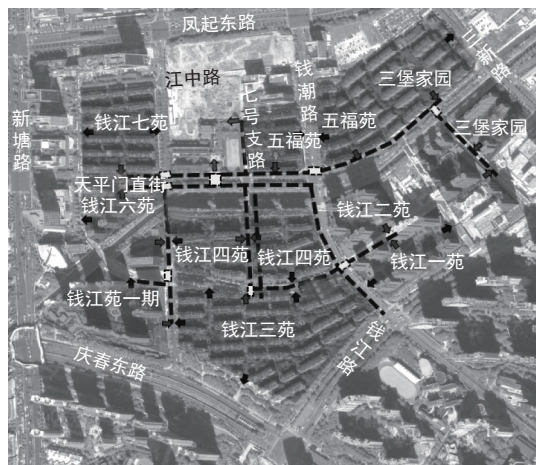


图4 护学通道设置方案

1.4.2 交通拥堵缓解

学校交通治理后,原来上、放学期间拥堵不堪的太平门直街有了明显的改善。送学时段东向西方向车速由 15.43 km/h 提升至 20.72 km/h,接学时段由 14.18 km/h 提升至 20.11 km/h,分别提高 34%和 42%;送学时段西向东方向车速由 17.39 km/h 提升至 22.72 km/h,接学时段由 17.09 km/h 提升至 22.17 km/h,分别提高 31%和 30%,如图 5 和图 6 所示。

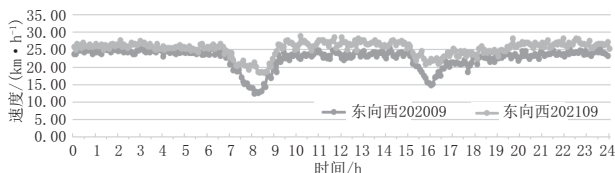


图 5 太平门直街东向西平均车速时变图(2020.9 与 2021.9 对比)

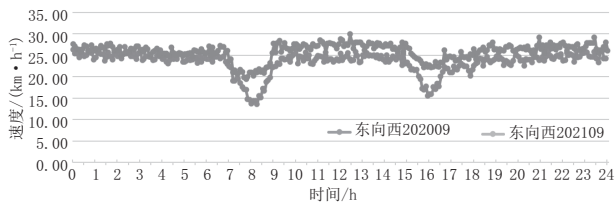


图6 太平门直街西向东平均车速时变图(2020.9与2021.9对比)

2 经验借鉴

2.1 日本

2.1.1 完善道路交通设施

日本的公共空间规划非常科学，控制了人流和速度。在日本的马路上，到处都竖立着保障儿童走路安全的警示牌，地上、电线杆上到处写明学生的上学通道，学校附近的车辆都要求慢速前行，并让人们注意孩子的安全。

2.1.2 重视安全教育

日本的安全教育纳入基础教学体系,交通安全教育被视为是学校教育活动的基础,强调尊重生命。制定了青少年的安全指导守则,明确规定了各个机

构的交通安全教育目标和内容。为了使交通安全教育取得预期效果,地方财政预算中列出了费用,专供学校购买交通安全指导挂图、信号装置、道路标志等物品,确保学校内有各种齐备的安全教育用具。

2.1.3 多方参与

日本孩子安全的保证来自整个社会的共同努力。“交通指导员”与“集团上下学”，是日本的两大“法宝”。中小学附近的交叉路口及人行横道，都有专业志愿者担任的“交通指导员”，他们眼观六路耳听八方，不仅是青少年安全的守护神，还要负责纠正青少年的不当行为。“集团上下学”则相当于中国的“路队”，由高年级的学生带着学弟学妹过马路。

2.2 德国

德国致力于促进儿童独立上学的城市交通规划与教育,创造性地实施了一系列行之有效的儿童上学道路安全保障措施,并构建了系统的儿童出行教育与培训体系^[2]。借鉴德国促进儿童独立上学的城市交通规划管理与教育经验,将有助于中国尽快建立促进儿童友好的城市交通体系。

2.2.1 儿童友好的城市交通规划与管理

充分保障行人及非机动车通行空间,完善行人过街设施,构建便利、高效和无障碍的公共交通系统和校车交通,设置机动车速度限制区,等等。

2.2.2 促进儿童独立安全上学的措施

合理规划上学路线,建立“步行巴士”,“步行巴士”是指儿童有组织地共同步行去上学,就像一辆真正的公共汽车,有“司机”(如家长或志愿者),有固定路线和接载时间,也可以组织“自行车巴士”。

2.2.3 儿童出行的城市交通教育与培训

对步行上学的教育培训、对骑自行车上学的教育培训、对搭乘公共交通的教育培训、摆脱卡车盲区的教育、黑暗中的可见性。

3 学校交通治理思路

3.1 治理原则

随着中国城镇化、机动化进程加快,城市交通需求和交通结构变化剧烈,城市交通拥堵全面爆发;同时,生态文明与资源约束又迫使中国城市交通进入转型发展期。在此大背景下,结合国内外经验,为更好地满足人们日益增长的美好出行需求,以“安全化、绿色化、一体化、智慧化”为原则开展学校治理工作。

安全化原则:构建儿童友好型通学交通环境,充分保障学生上、放学交通安全。

绿色化原则。优先发展步行、非机动车、公共交通,促进可持续交通发展。

一体化原则。加强各类治理措施的协同推进,更好地发挥一体化优势。

智慧化原则。加大智慧交通技术在学校接送交通中的应用,提高交通效率。

3.2 治理措施

3.2.1 源头治理

合理规划学校设施,避免接送交通需求过于集中。围绕社区全生活链服务需求,实现学校均衡布点、就近入学;坚持集散有序的原则,避免将幼儿园、小学、中学资源集中连片布置于同一条道路沿线^[1]。

3.2.2 时空分流

在时间和空间上对接送交通压力进行分解,减小局部接送点的交通压力。结合学校规模、接送设施条件、道路交通运行状况等因素,合理采用“错时上、放学”、“多点接送”等措施,避免短时集中的接送交通压力。

3.2.3 设施完善

完善学校以及周边道路交通基础设施,形成良好的出行条件。学校周边优先规划密路网,便于慢行交通及公共交通组织;在空间划分上,优先保障绿色交通的通行空间;学校周边设置安全、连续、舒适、高密度的慢行网络,构建慢行友好的出行环境;学校出入口优先布置于低等级道路上,提高交通安全性;学校门口应设置行人过街设施,平面过街设施应设置信号灯,充分保障行人过街路权。

3.2.4 绿色优先

优先发展绿色接送方式,减少对小汽车接送方式的依赖。结合家与学校之间的距离长短,选择合适的绿色交通方式,在学校周边 1 km 之内范围大力推广“步行巴士”,在 1 km 以上范围开设求知专线公交线路,以减少车辆接送带来的交通拥堵、停放空间不足、环境污染等问题。

3.2.5 管理配套

通过交通管理设施配套,减少人、车冲突,改善交通秩序,提高交通安全。通过设置限速标志及智能抓拍系统,学校周边道路限速不高于 30 km/h,构建围绕学校的交通宁静区,提高接送交通安全;建设违停抓拍系统、逆向抓拍系统等智能设施,进一步规范交通出行行为。

3.2.6 社会共治

构建学校、家长、政府等多方组成的协调机制,充分调动各方的积极性,形成“共建、共治、共享”的工作氛围。将交通安全教育全面纳入到学校教育活动中,提高学生独立上学的能力;通过发放“文明接送宣传单”、对不规范停车等行为进行校内曝光等方式进一步规范家长的接送行为;在学生上、放学路径关键位置安排家长志愿者,构建步行护学通道;对成功案例加强宣传,形成比、学、赶、超的良好氛围。

4 结 论

本文以钱江新城实验小学交通治理为例,提出了“建设施、调需求、强管理、聚合力”等各项措施;总结借鉴日本、德国等国家的相关经验,提出了学校治理“四化”原则和六大措施,“四化”原则包括安全化原则、绿色化原则、一体化原则和智慧化原则,六大措施为源头治理、时空分流、设施完善、绿色优先、管理配套和社会共治,以推动学校交通治理工作,促进儿童友好型学校的创建。

参考文献:

[1] 杭州市综合交通运输研究中心. 钱江新城实验小学交通治理方案 [R].杭州:杭州市综合交通运输研究中心,2020.
[2] 刘涟涟,陈飞,蔡军.德国促进儿童独立上学的城市交通规划与教育 [J].城市交通,2020(2):17-29.
[3] 昆山市自然资源和规划局,昆山市学校规划设计导则(选址与交通篇)[S],2020.4
[4] 肖文明,张剑锋,叶青,等.儿童友好型学校周边交通改善策略研究 [C]// 北京:中国城市规划设计研究院城市交通专业研究院,创新驱动与智慧发展——2018 年中国城市交通规划年会论文集,2019.

《城市道桥与防洪》杂志

是您合作的伙伴,为您提供平台,携手共同发展!

欢迎新老读者订阅期刊 欢迎新老客户刊登广告

投稿网站: <http://www.csdqyfh.com> 电话: 021-55008850 联系邮箱: cdq@smedi.com

道路交通岛安全防护设计的探讨

陈永国

(中交远洲交通科技集团有限公司深圳分公司, 广东 深圳 518000)

摘 要: 道路平交路口是城市交通网络中重要节点,是行人过街、车辆转换方向重要位置,也是交通事故频发的位置。道路路口的交通岛设立,原本就是为了保证行人的人身安全,但不合理设计的道路交通岛似乎成了“夺命岛”,让遵守交通规则的行人受到了生命安全威胁。通过路口交通岛现状分析、交通事故案例分析,对路口交通岛提出有效、可行的设计思路及设计理念,以提高交通岛的防护性及安全性。

关键词: 交通岛;交通岛设计;安全防护

中图分类号: U491.2+35

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2022)09-0034-05

0 引言

道路交通岛是行人过街、车辆转换方向重要位置,也是交通事故频发的位置。随着近年路口交通岛交通事故频发,需在现交通岛做法、设计、管理上进行优化改善,提高交通岛安全性及防护能力,从而,降低行人过街交通事故风险性。

1 道路交叉口交通岛的概念

道路路口二次过街岛、渠化岛,又称为道路交通岛,交通岛是指设置在往返车行道间,供行人横穿道路临时停留的岛状设施,一般设置在道路较宽、行人较集中的地方。交通岛的设置可有效的改善行人的步行环境,可大幅度提高行人过街的安全性。同时,规范行车、减少人车冲突来提升交叉口运行效率。

根据我国交通实际情况,道路交通岛共有两大类类型:渠化岛,即为与转弯车道相邻的渠化岛;二次过街岛,界于双向车道之间的中央隔离区交通岛,交通岛的类型如图1所示。

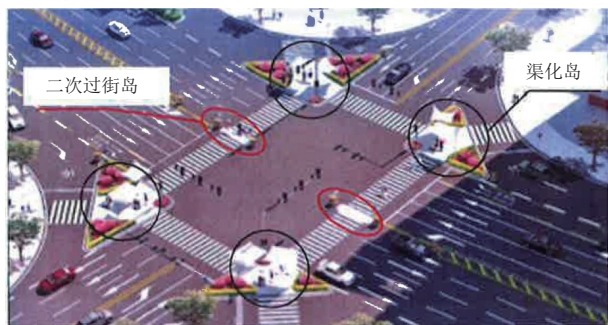


图1 路口的交通岛示意图

收稿日期: 2021-12-06

作者简介: 陈永国(1979—),男,博士,高级工程师,从事公路、道路、交通设计工作。

2 道路交叉口交通岛防护现状分析

目前,交通岛防护设施设计较为落后或不重视,交通岛未进行有效的防护措施或防护能力较差,各种交通设施应用混乱或设置不全。同时,现状的交通岛及防护柱不具耐撞性的设计,普遍性设置示警桩或者车止石,但是其作用仅仅能起到警示作用,并非用来对交通岛进行防护。当汽车失控冲上交通岛后,因交通岛设计不合理或交通岛耐撞性设计不足,失控车辆车速太快,经常出现车辆冲过交通岛、安全设施、与对向车辆碰撞、车辆撞断阻拦装置,造成严重交通事故,经常有人员伤亡情况的发生,给交通带来极大影响。

经调研发现,部分现状道路渠化岛、二次过街岛的安全情况不容乐观,存在较多安全隐患。具体设置形式、设计情况及交通安全设施情况有以下几种。

2.1 道路交叉口交通岛的形式不满足功能要求

道路上设置的渠化岛形式分为围栏式、立柱式、石墩式、路缘石围合式、组合式、大型墩式和标线式,形式多种多样,现状渠化岛、二次过街岛的功能主要分为隔离功能、警示功能,如图2、图3所示。



图2 围栏式渠化岛形式



图 3 立柱式渠化岛形式

2.2 道路交叉口交通岛面积不满足规范要求

渠化岛、二次过街岛根据路口路面宽度、道路相交情况不同,渠化岛、二次过街岛的大小也有不同,并且有部分渠化岛面积并不符合现有国家规范大于 20 m^2 的要求,二次过街岛宽度小于 2 m ,如图 4、图 5 所示。

图 4 二次过街岛宽度小于 2 m 图 5 渠化岛面积小于 20 m^2

2.3 道路交叉口交叉处行人过街宽度大 16 m ,但缺少渠化岛及二次过街岛

部分路口处行人过街宽度大于 16 m ,根据《城市道路交叉口设计规程》(CJJ 152—2010),应设置二次过街岛,但部分路口在设计时,没有渠化设计或二次过街岛,使人行道过长,导致出现行人在一个红绿灯周期内未能安全通过路口,需在路中等待下一个红绿灯周期通过路口的情况,存在极大的安全隐患,如图 6 所示。

2.4 道路交叉口交通岛岛头设置不合理

渠化岛产生的交通安全事故多由于交通岛迎车面岛头防撞性能偏弱造成。经现场调查发现道路现状渠化岛或交通岛迎车端岛头基本无抬高处理,岛头顶面距路面高度在 $15\sim 25\text{ cm}$,在面临车辆冲击时,不具备防撞阻挡功能,对岛上行人及非机动车无明显防护



图 6 路口无二次过街岛

作用,对行人和非机动车造成较大安全隐患(如图 7)。



图 7 岛头防撞性能偏弱

2.5 道路交叉口交通岛岛内路面过高造成行人通行及非机动车骑行不便

现状道路渠化岛、二次过街岛岛内路面标高有两种设计方式,一种是岛内人行道部分路面标高与行车道路面标高基本齐平或零高差;另一种是渠化岛或二次过街岛岛内路面标高比路面高出 $15\sim 20\text{ cm}$,采用无障碍坡度设计(如图 8)。随着自行车及电动车数量的增涨,对于采用第二种方式设置路面的渠化岛及二次过街岛,非机动车骑行者因骑行舒适性较差而不愿意行经渠化岛安全穿越路口,往往选择直接经机动车路面穿越,存在安全隐患。



图 8 渠化岛、二次过街岛岛内标高

2.6 典型事故案例

根据交通信息网络及各市交警网络平台发布的交通安全事故公示分析,因渠化岛与二次过街岛设计不合理、违规驾驶、车辆速度较快等因素,冲上渠化岛导致交通安全事故较多,典型案例案例如下所示。

(1)2016 年 4 月 12 日,深圳市宝安区,前进二路

的庄边路口,汽车冲入安全岛,导致1死8伤交通事故。经调查,涉事车辆车速较快,冲上渠化岛,造成交通事故。且事故中的渠化岛为围栏式渠化岛,仅以防护柱围成(如图9)。



图9 事故相片1

(2)2018年2月18日,深圳市宝安区,新湖路的新安五路路口,汽车冲入安全岛,导致1死2伤交通事故。经调查,涉事车辆车速较快,车辆冲上渠化岛,造成交通事故。且渠化岛仅于高于路面8 cm,渠化岛岛头没有反光标志或反光防撞桶(见图10)。



图10 事故相片2

(3)2019年5月6日,深圳市南山区,南山大道—登良路路口,小汽车冲入二次过街岛,导致2死12伤交通事故。经调查,涉事车辆车速较快,路口二次过街岛设计中对过街驻留的慢行流量和车型考虑不足,且二次过街岛宽度小于2 m,致使大量行人、非机动车滞留在机动车道上,造成交通事故(如图11)。



图11 事故相片3

3 道路交叉口交通岛防护设计思路

交通事故是人、车、路、环境等多种要素相互作用的结果,路口是交通冲突最为严重的区域。对深圳市近五年路口发生伤亡事故的成因进行总体分析,发现94%是由于超速、疲劳驾驶、违规驾驶等行为,造成车辆失控闯入交通岛,为事故发生的主要原因。对多项交通事故碰撞位置进行分析,发现88%的事故车辆由交通岛迎车面闯入驻足区(如图12)。

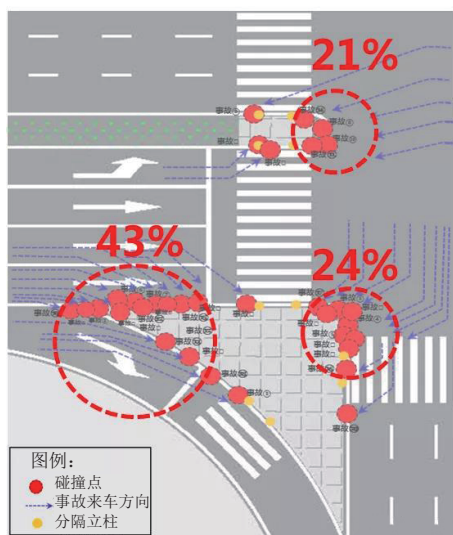


图12 交通碰撞点位置图

交通岛交通事故必须追根溯源,加强源头管理,一方面是通过加强驾驶员安全教育和行车管理,确保车辆按照规范车速和正常轨迹行驶,是提升路口安全水平的核心措施;另一方面,交通岛的防护性,安全性也需设计、交通规划管理的重视。

因此,交通岛安全提升的重点应当优先降低引起车辆失控的客观诱因,减小交通岛的安全风险。

在此基础上适当提升交通岛防护水平,提高对交通参与者的保护。通过加强迎车岛头防撞设计,达到即使发生汽车冲上渠化岛,也能保护行人的效果。交通岛之所以又称为“安全岛”,应该是指机动车一旦失控,冲向交通岛,交通岛上的行人依然是安全的。

目前,国家标准尚未出台安全防护设施的相关要求,部分城市依靠传统的岛端增加防撞沙桶或立柱的常规设计方式,难以有效阻拦车辆闯入驻足区域。

3.1 设计思路

(1)加强驾驶员安全教育和行车管理,确保车辆按照规范车速和正常轨迹行驶,是提升路口安全水平的核心措施。

(2)道路交叉口应优先保障行人一次过街、最短时间过街,最大限度减少行人在路中的停留时间,缩

短行人等候时间,控制岛内行人驻留密度。

(3)人行过街设施形式的选择应根据道路的功能、等级、交叉口类型、行人过街流量、人驻车流量、交通控制方式及地形条件等因素确定。在平面过街形式不能满足交通的要求时,可设置立体过街设施。

(4)交叉口二次过街岛、渠化岛的设置应综合考虑行人过街安全冗余、各类出行群体的过街需求等因素,并协同交警部门优化信号控制。人行横道线宜设置于路口转弯半径以外,以缩短行人过街距离。

3.2 设计措施

为提升交通岛迎车面的防护水平,可借鉴香港、日本等先进经验,在交通岛处增加防护设施,并考虑交通岛尺寸防护要求,对交通量比重较大的小汽车车型进行研究分析,提出了以行人防护为主,兼顾司乘人员安全的设计理念,制定了防护设施、吸能设施、外观美化、组织优化等一体化提升方案。

通过交通岛伤亡事故深度分析和多种仿真碰撞测试评估验证:小汽车车辆在速度 40 km/h 以下,迎面冲撞岛头约 45 cm 高的交通岛,小汽车车头变形吸能,被岛头挡拦,未能冲入交通岛,有效提高交通岛安全性。见图 13 的仿真测试碰撞示意。

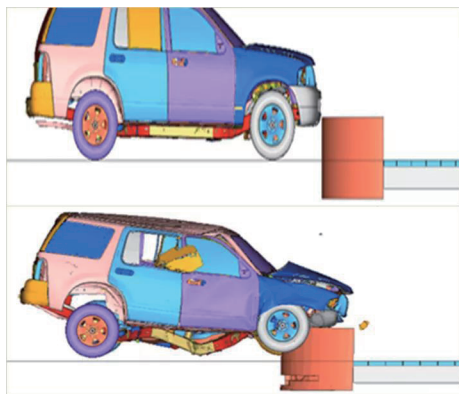


图 13 仿真测试碰撞示意图

因此,提高岛头高度及加强迎车岛头防撞能力,都能有效减少车辆冲入交通岛驻足区,进而,减少行人伤亡事故。

(1)道路交通岛岛头设计

a.二次过街岛及渠化岛不应采用地面标线形式,迎车端岛头距地面高度宜为 45 cm,岛头及基础应一体化设计,宜采用整石、C30 钢筋混凝土浇筑等。岛头迎车面上端宜增设 10 cm 高的 IV 类(超强级)反光膜。

b.钢筋混凝土岛头侧面宜增设约 10 mm 厚的 Q235B 钢板,钢板地下埋深及地面高度与岛头一致,地面上部 1/3 高度宜雕刻 15 cm 高纹饰。钢构件全部

采用热镀锌防腐处理,锻锌前应确保钢构件表面平整、光滑。锁锌层应颜色一致、均匀完整,表面光滑具有实用性,不应有流挂、滴瘤或多余结块,锁件表面应无漏锁、露铁等缺陷,锁锌量不低于 600 g/m^2 ,平均厚度为 $85 \text{ } \mu\text{m}$ 。

c.设置渠化岛时,应尽量加大渠化岛迎车端岛头长度,长度宜不小于 1.2 m,并可适当缩小背车端岛头长度,以保障岛内行人驻足空间(见图 14)。

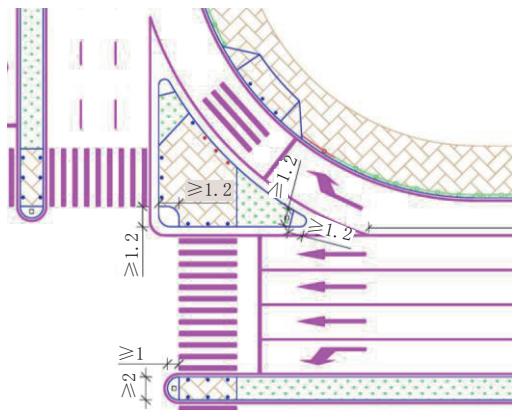


图 14 安全岛设计示意图(单位:m)

d.二次过街岛、渠化岛迎车端岛头上应设置反光标板。

(2)分隔柱设计

a.二次过街岛、渠化岛行人汇聚点边缘应设置分隔柱,分隔柱距离车行道边缘应满足道路限界要求(见图 15)。

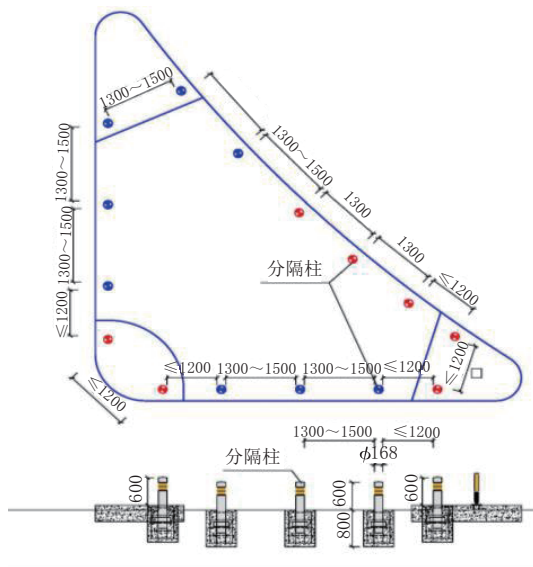


图 15 分隔柱设置示意图(单位:mm)

(2)二次过街岛内的分隔柱一般宜采用直径 168 mm、壁厚 16 mm 的空心钢柱,内部填充 C20 微膨胀混凝土,地面高度宜为 60 cm,设置净距宜为 1.3~1.5 m,条件允许情况下宜取较宽值,方便行人、自行车等通行,当自行车与人行过街横道分开施划

时,自行车过街通道处分隔柱间距宜取宽值,人行过街横道处分隔柱间距宜取较低值;设于边缘处的分隔柱与岛头的净距不宜超过 1.2 m。路口整体、交通岛及二次过街岛设计效果见图 16~图 18。

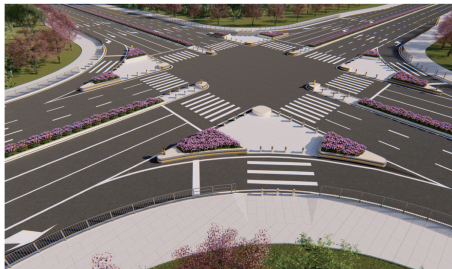


图 16 路口整体设计效果图

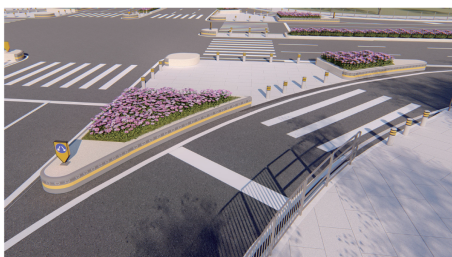


图 17 交通岛设计效果图

4 结 语

本文从交通安全事故角度分析了交通岛防撞的



图 18 二次过街岛设计效果图

重要性,在路口交通岛设计中,应重视交通岛合理设计及资金投入。目前,深圳市红荔路改造工程、宝安大道与西乡大道路口改造工程等项目均采用该交通安全岛的岛头设计、分隔柱设计,路口交通渠化、道路景观、自行车骑行舒适性均已取得良好设计效果,该设计思路应大力推广,以提高道路交通岛的“安全性、防护性”。

参考文献:

- [1] CJJ 152—2010,城市道路交叉口设计规程[S].
- [2] CJJ 37—2012,城市道路设计规范[S].
- [3] 毛应萍,刘轼介,洪泽佳,等. 深圳市道路交通岛安全性分析及改善研究[J]. 交通与运输, 2020(33):100-105.

《城市道桥与防洪》杂志

是您合作的伙伴,为您提供平台,携手共同发展!

欢迎新老读者订阅期刊 欢迎新老客户刊登广告

投稿网站: <http://www.csdqyfh.com> 电话:021-55008850 联系邮箱: cdq@smedi.com

复合纤维改性 SMA 沥青混合料路用性能及工程应用

苏志翔

[同济大学建筑设计研究院(集团)有限公司,上海市 200092]

摘要:为提升 SMA 混合料的路用性能,通过室内试验研究不同纤维比例对 SMA 混合料路用性能的影响规律,并依托试验段对其路用性能进行验证。结果表明,随着玄武岩纤维与木质素纤维比例从 3:0 变化至 0:3, SMA 混合料动稳定度及抗疲劳性能下降、低温抗裂性能上升、水稳定性呈抛物线变化;与单掺纤维 SMA 混合料相比,复合纤维 SMA 沥青混合料性能更加均衡全面。基于综合性能与材料经济性最佳原则,推荐 SMA 混合料中的玄武岩纤维与木质素纤维复掺比例为 1.5:1.5,经试验段证明其路用效果较正常路段良好。

关键词: SMA 混合料;复合纤维;路用性能

中图分类号: U414

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2022)09-0039-05

0 引言

沥青玛蹄脂碎石混合料(SMA)是由间断级配组成的沥青混合料,具有良好的骨架密实结构。与普通密级配沥青混合料相比,其力学强度、温度稳定性及其耐久性均有显著优势,在路面使用中表现出优异的路用性能^[1-3]。自引进国内并于 1993 年首次在首都国际机场道路中得到应用取得良好效果后,如今在国内已经得到大面积的推广应用^[4]。从当前国内长期的工程实践经验总结来看,绝大部分 SMA 沥青路面工程达到预期的使用效果,然而也存在部分路面的使用寿命不足,在通车初期就出现车辙、泛油、裂缝等早期路面病害^[5]。除施工原因外,也存在交通轴载日益增加、材料设计不足等原因。从材料设计角度而言,如何从材料组成角度提升 SMA 混合料路用性能,以满足交通日益增长的需要,是当前道路工作者研究的重点。

SMA 混合料的材料组成具备“三多一少”的特点,即:粗集料多、矿粉多、沥青多、细集料少^[6]。其中,粗集料形成骨架结构,而细集料、矿粉和沥青组成的玛蹄脂填充于骨架之中,起到支撑骨架、粘结粗集料的作用。这样在保证混合料高温稳定性同时又确保其良好的低温性能。由于 SMA 混合料所需沥青用量较多,为了防止 SMA 混合料在轴载作用下出现失稳、泛油等问题,则掺入纤维作为其混合料稳定剂。研究表明,在沥青混合料中添加一定量的纤维,

可有效增强沥青混合料的内部结构,从而提升沥青混合料的路用性能。目前在 SMA 沥青混合料中,常用的纤维类型包括:玄武岩纤维、木质素纤维、聚酯纤维等等。其中,玄武岩纤维与木质素纤维应用最为广泛。玄武岩纤维可再生利用,纤维自身性能强,但吸油能力差,沥青用量少导致自身纤维性能对沥青混合料性能提升效果难以充分发挥;而木质素纤维价格低吸附能力强,沥青用量多,但纤维自身性能差,对沥青混合料性能提升效果不显著,且难以储存及回收利用^[7]。上述纤维其在经济性及性能方面各有优势,对沥青混合料的性能提升侧重点也有所不同。因此,在工程应用中通常根据需要选用单种纤维掺入到 SMA 混合料中。倘若将玄武岩纤维和木质素纤维两者同时掺入 SMA 混合料中,能实现扬长避短,发挥玄武岩纤维和木质素纤维的优势,将极大提升当前 SMA 混合料的路用性能。

鉴于此,拟采用玄武岩纤维和木质素纤维复合掺配的方式,按不同比例添加到 SMA 沥青混合料中,通过室内试验评价不同比例的纤维类型对 SMA 混合料路用性能的影响规律,并依托试验段对其路用性能进行验证。该研究成果对提升 SMA 混合料使用性能具有参考意义。

1 试验方案

1.1 原材料

1.1.1 沥青

试验所用沥青为 SBS(I-C)改性沥青,技术性质见表 1 所列。

收稿日期:2021-12-23

作者简介:苏志翔(1990—),男,硕士,中级工程师,研究方向:道路工程设计。

表 1 SBS 改性沥青技术指标一览表

技术指标	规定值	实测值
针入度(25℃,100 g,5 s)/(0.1 mm)	60~80	66
针入度指数(PI)	≥-0.4	0.2
延度(5 cm/min,15℃)/cm	≥35	38.9
软化点/℃	≥75	84.3
闪点/℃	≥230	269.9
溶解度(三氯乙烯)/%	≥99	997
弹性恢复 25℃/%	≥80	88.1
135℃运动粘度/(Pa·s)	2.0~3.0	2.2
质量变化/%	±1.0	-0.009
RTFOT 后残留物		
残留针入度比(25℃)/%	≥65	73.4
残留延度(5 cm/min,5℃)/cm	≥20	26
密度/(g·cm ⁻³)	实测	1.023

1.1.2 集料

试验所用粗细集料均为石灰岩,矿粉采用石灰岩磨制的矿粉,所用集料满足规范技术要求。

1.1.3 纤维

试验所用纤维分别为木质素纤维和玄武岩纤维(见图 1),技术性质见表 2 所列。试验时,纤维总掺量为 0.3%,拟选用四种不同玄武岩纤维与木质素纤维的质量比例,分别为 3:0、2:1、1.5:1.5、1:2、0:3。



(a)木质素纤维 (b)玄武岩纤维

图 1 试验所用纤维类型图示

表 2 纤维技术指标

技术指标	木质素纤维	玄武岩纤维
密度/(g·cm ⁻³)	0.905	2.721
吸湿率/%	27.20	1.58
纤维长度/mm	1	7
纤维直径/mm	0.05	12
抗拉强度/MPa	<300	>2 000
弹性模量/GPa	3.7	85

1.2 马歇尔配合比设计

1.2.1 矿料级配

试验所用混合料为 SMA-13,矿料级配见表 3 所列。

1.2.2 马歇尔试验结果

不同纤维比例下 SMA-13 的马歇尔试验结果见

表 3 矿料级配表

粒径/mm	通过率/%
16	100
13.2	93.5
9.5	63.5
4.75	27.3
2.36	21.7
1.18	17.5
0.6	14
0.3	12.5
0.15	11
0.075	10.4

表 4 所列。试验时,选用表 3 中的 SMA-13 级配,参照相关规范进行马歇尔配合比设计。后续室内路用性能试验参照表 4 配合比设计结果进行。

表 4 不同纤维比例下马歇尔配合比设计结果一览表

玄武岩纤维与木质素纤维比例	3:0	2:1	1.5:1.5	1:2	0:3
最佳油石比/%	5.93	6	6.08	6.16	6.24
毛体积密度/(g·cm ⁻³)	2.422	2.432	2.436	2.43	2.427
空隙率/%	3.5	3.8	4	3.9	4
矿料空隙率/%	16.1	16.3	16	16.4	16.9
饱和度/%	79	77.5	77.6	80.1	79.3
稳定度/kN	12.66	13.13	14.75	13.3	12.11
流值/mm	4	4.4	4.6	4.8	5.2

1.3 试验方法

采用《公路工程沥青及沥青混合料试验规程》(JTJ E20—2011)中的 T0719—2011 车辙试验评价复合纤维沥青混合料的高温稳定性。

采用 T0715—2011 低温弯曲试验评价其低温抗裂性能。

采用 T0709—2011 浸水马歇尔稳定度试验、T0729—2000 冻融劈裂试验评价其水稳定性。

采用间接拉伸疲劳试验评价其抗疲劳性能,具体试验方法见文献[8]。试验时,采用 UTM 试验系统进行,加载荷载为 15℃劈裂强度的 0.3、0.5、0.7 倍,试验温度 15℃,荷载模式为半正弦波荷载、加载频率 10 Hz。试验实景见图 2 所示。

2 试验结果与分析

不同玄武岩纤维与木质素纤维的质量比例对 SMA-13 混合料路用性能影响进行具体分析。试验时,分别进行 3 次平行试验并取平均值。

2.1 高温稳定性

四种不同玄武岩纤维与木质素纤维的质量比例

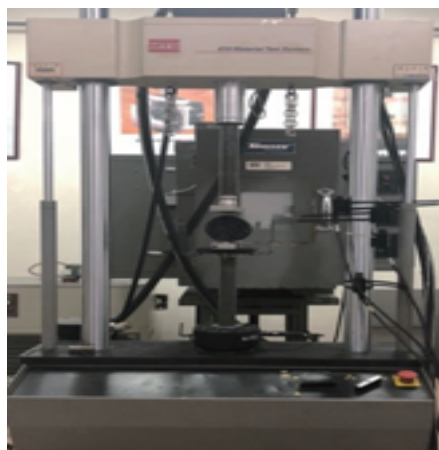


图2 间接拉伸疲劳试验之实景

对 SMA-13 混合料高温稳定性影响如图 3 所示。

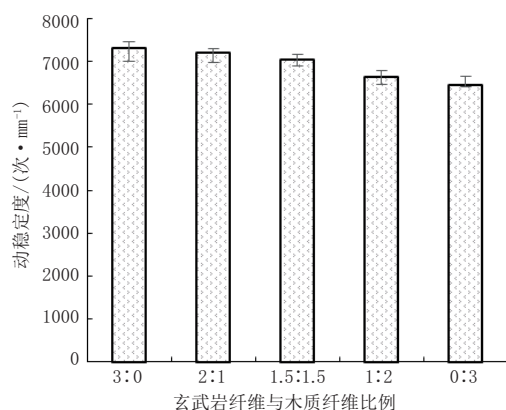


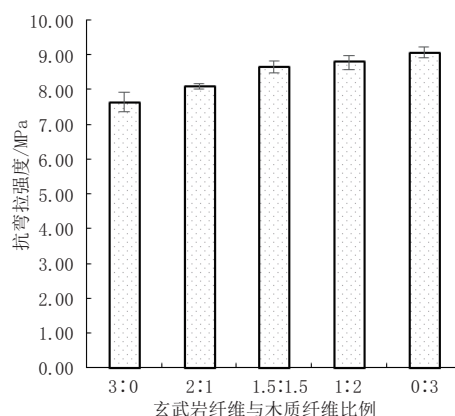
图3 不同纤维比例的 SMA-13 混合料车辙试验结果柱状图

由图 3 可知,随着木质素纤维与玄武岩纤维比例从 3:0 变化至 0:3,玄武岩纤维比例逐渐增加, SMA 混合料动稳定度随之增加。与单掺木质素纤维 SMA 混合料相比,同时掺加玄武岩纤维与木质素纤维比例为 3:0、2:1、1.5:1.5、1:2 的 SMA 混合料的动稳定度分别提升了 13%、12%、9%、3%。结果表明,与单掺木质素纤维 SMA 混合料相比,复合掺配纤维可有效提升 SMA 混合料的高温抗车辙性能。此外,与木质素纤维相比,玄武岩纤维对于 SMA 混合料的高温性能提升显著。主要原因结合表 2 纤维技术性质可知,玄武岩纤维的纤维长度、直径、抗拉强度及其弹性模量均更优异,在混合料中易于形成强力交叉约束网络,对混合料内部集料流动起稳定作用。而木质素纤维模量小,高温作用下对沥青混合料的稳定效果不明显。

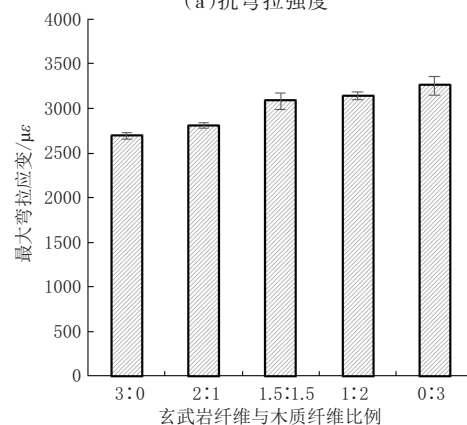
2.2 低温抗裂性

四种不同玄武岩纤维与木质素纤维的质量比例对 SMA-13 混合料低温抗裂性影响如图 4 所示。

由图 4 可知,随着玄武岩纤维与木质素纤维比例从 3:0 变化至 0:3,木质素纤维比例逐渐增加,



(a) 抗弯拉强度



(b) 最大弯拉应变

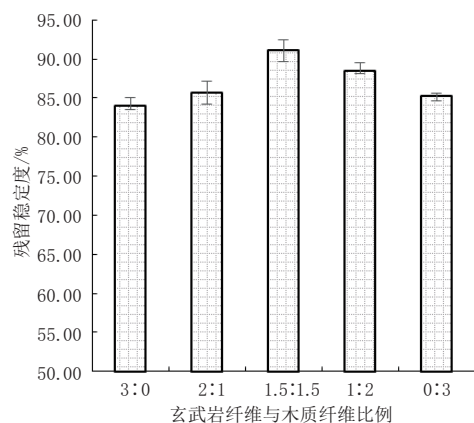
图4 不同纤维比例的 SMA-13 混合料低温弯曲试验结果柱状图

SMA 混合料抗弯拉强度及最大弯拉应变逐渐增加,混合料低温抗裂性能不断增强。与单掺玄武岩纤维 SMA 混合料相比,玄武岩纤维与木质素纤维比例为 2:1、1.5:1.5、1:2、0:3 时的 SMA 混合料的抗弯拉强度分别提升 6%、13%、15%、19%,最大弯拉应变分别提升 4%、15%、16%、21%,低温抗裂性能至少分别提升 4%、13%、15%、19%。结果表明,与单掺玄武岩纤维 SMA 混合料相比,复合掺配纤维可有效提升 SMA 混合料的低温抗裂性能。此外,与玄武岩纤维相比,木质素纤维自身模量小柔韧性更好、纤维表面结构粗糙多孔利于增强吸附沥青能力、所需沥青用量更多,有效增加沥青与集料的界面强度,在荷载作用下可承受更大的弯拉变形,因此可显著提升 SMA 混合料的低温性能^[9]。

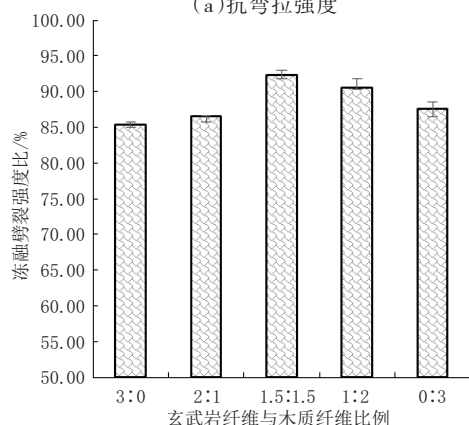
2.3 水稳定性

四种不同玄武岩纤维与木质素纤维的质量比例对 SMA-13 混合料水稳定性影响如图 5 所示。

由图 5 可知,随着玄武岩纤维与木质素纤维比例从 3:0 变化至 0:3, SMA 混合料的残留稳定度及冻融劈裂强度比随之先增加后下降。当两者比例为 1.5:1.5 时 SMA 混合料抗水损害性能最为优异,



(a)抗弯拉强度



(b)最大弯拉应变

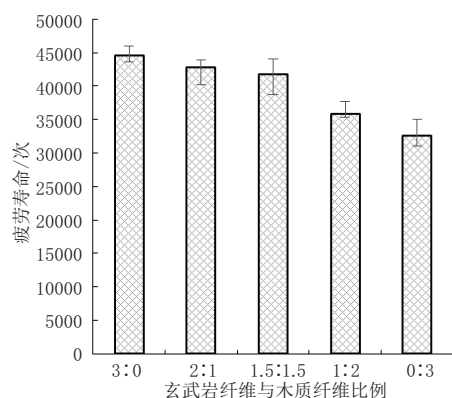
图 5 不同纤维比例的 SMA-13 混合料水稳定性试验结果柱状图

残留稳定度及冻融劈裂强度比分别高达 91.1%、92.3%。相比玄武岩纤维与木质素纤维比例为 3 : 0、0 : 3 时,1.5 : 1.5 复合纤维比例的 SMA 混合料的残留稳定度分别提升 8%、6%,冻融劈裂强度比分别提升 7%、5%。结果表明,与单掺纤维相比,复合纤维 SMA 混合料的水稳定性提升显著,这主要是因为复合纤维掺配的方式充分发挥了木质素纤维对混合料的增稠增韧效果和玄武岩纤维对混合料的加筋增加优势,两者优势互补,进而提升混合料的抗水损坏性能^[10]。

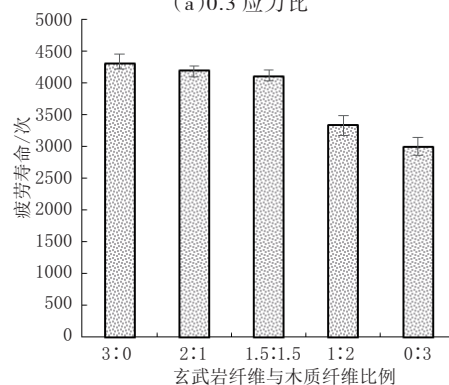
2.4 疲劳性能

四种不同玄武岩纤维与木质素纤维的质量比例对 SMA-13 混合料抗疲劳性能影响如图 6 所示。

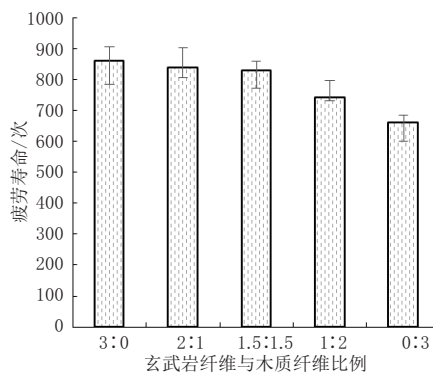
由图 6 可知,随着应力比的增大,SMA 混合料的疲劳寿命次数随之减少。在不同应力比下,随着玄武岩纤维与木质素纤维比例从 3 : 0 变化至 0 : 3,SMA 混合料的疲劳寿命次数随之减少。与单掺木质素纤维 SMA 混合料相比,不同应力比下掺加玄武岩纤维与木质素纤维比例为 3 : 0、2 : 1、1.5 : 1.5、1 : 2 的 SMA 混合料的动稳定度分别至少提升了 30%、27%、25%、10%。结果表明,单掺玄武岩纤维 SMA 混合料



(a)0.3 应力比



(b)0.5 应力比



(c)0.7 应力比

图 6 不同纤维比例的 SMA-13 混合料间接拉伸疲劳试验结果柱状图

的疲劳性能最佳,单掺木质素纤维 SMA 混合料的疲劳性能最差。尽管采用复合纤维比例为 2 : 1、1.5 : 1.5 的 SMA 混合料的疲劳性能与单掺玄武岩纤维 SMA 混合料疲劳性能接近,表现优异。这主要是因为适量的玄武岩纤维的掺加可以分散荷载作用下沥青混合料所承受的应力,延缓试件开裂,而木质素的掺入则有效增加混合料的柔韧性,在荷载作用可承受更大的形变及作用次数。与单掺木质素纤维 SMA 混合料相比,复掺纤维两者相互交联形成刚柔并济的网状结构,约束沥青混合料的开裂形变,从而增加 SMA 混合料的疲劳性能。

综上所述,与单掺纤维 SMA 沥青混合料相比,复合纤维 SMA 混合料的综合路用性能全面,不存在

明显缺点。结合性能最佳及材料经济性原则,推荐在 SMA 混合料中的玄武岩纤维与木质素纤维复掺比例为 1.5 : 1.5。

2.5 工程应用效果

为了验证室内试验及理论分析成果,依托某省道沥青路面大中修工程,铺筑试验段。

2.5.1 配合比

正常路段及试验段所用 SMA-13 混合料配合比见表 5 所列。正常路段及试验段沥青混合料所掺纤维总量为 0.3%。其中正常路段单掺玄武岩纤维,试验段玄武岩纤维与木质素纤维的质量比例为 1.5 : 1.5。

表 5 试验段 SMA-13 配合比一览表

	粒径 /mm	通过率 /%
	16	100
矿料级配	13.2	95.2
	9.5	64.5
	4.75	28.8
	2.36	20.6
	1.18	18.7
	0.6	15.1
	0.3	13.5
	0.15	12.8
	0.075	10.1
最佳油石比 /%	正常段	6.18
	试验段	6.08

2.5.2 路用性能

为测定工程用复合纤维沥青混合料性能,按标准取样方法从现场取样,在试验室模拟施工现场的温度情况成型试件,并进行混合料水稳定性能、高温性能、低温性能试验,结果见表 6 所列。

表 6 试验段 SMA-13 路用性能一览表

路段类型	马歇尔强度 /kN	动稳定度 / (次·min ⁻¹)	抗弯拉强度 /MPa	最大弯拉应变 /μ ϵ	残留稳定度 /%	冻融劈裂强度比 /%
正常段	14.43	7182	8.05	2 988	88.7	86.1
试验段	13.50	6525	8.82	3 251	90.5	90.0

2.5.3 现场性能检测

现场试验检测结果见表 7 所列。

表 7 现场检测结果一览表

路段类型	芯样力学强度		压实度 /%	平均抗滑摩擦系数	构造深度 /mm	渗水率 / (ml·min ⁻¹)
	马歇尔强度 /kN	劈裂强度 /MPa				
正常路段	14.58	1.04	98.5	63.7	0.65	29
试验路段	14.23	1.26	98.1	65.5	0.60	24

通过表 6、表 7 可知,与正常段相比,试验段的马歇尔强度、动稳定度稍差,但劈裂强度、水稳定性、低

温性能更加优异,试验段路用性能满足工程应用的需求。

2.5.4 后期跟踪观察效果

K67+300—K67+800 试验路段铺筑完成通车后的 2 年内,正常铺筑路段的上面层已陆续产生不同程度的路面开裂及水损坑槽,而采用复合纤维 SMA 混合料的试验段在相同的环境及行车荷载作用下,并未出现车辙、开裂、坑槽等病害,路面平整度较高,工程应用效果显著,从实际应用角度验证了复合纤维 SMA 混合料出色的路用效果及耐久性。

3 结 语

本文以 SMA 沥青混合料为研究对象,对不同纤维比例下 SMA 沥青混合料路用性能进行研究,得出结论如下:

(1)随着玄武岩纤维与木质素纤维比例从 3 : 0 变化至 0 : 3,SMA 混合料动稳定度及抗疲劳性能下降、低温抗裂性能上升、水稳定性呈抛物线变化。

(2)与单掺玄武岩纤维相比,玄武岩纤维与木质素纤维比例为 2 : 1、1.5 : 1.5、1 : 2 的 SMA 混合料的动稳定度分别下降 2%、4%、9%,抗疲劳性能分别最多下降 4%、6%、14%,低温抗裂性能分别至少提升 4%、13%、15%,水稳定性分别至少提升 1%、8%、5%。

(3)与单掺木质素纤维相比,玄武岩纤维与木质素纤维比例为 2 : 1、1.5 : 1.5、1 : 2 的 SMA 混合料的动稳定度分别提升 12%、9%、3%,抗疲劳性能分别至少提升 27%、25%、10%,低温抗裂性能分别最多下降 14%、5%、4%,水稳定性分别至少提升 1%、5%、4%。

(4)结合整体性能及材料经济性最佳原则,推荐 SMA 混合料中的玄武岩纤维与木质素纤维复掺比例为 1.5 : 1.5;

(5)试验段应用表明,纤维复掺比例为 1.5 : 1.5 的 SMA 混合料路用效果良好。

参考文献:

[1] 沈金安.改性沥青与 SMA 路面[M].北京:人民交通出版社,1999.
[2] 余叔藩.SMA 路面的设计与施工[J].公路交通技术,2002(2):81-82.
[3] 李晓华,熊春龙.施工温度对 SMA-13 沥青路面抗滑性能的影响[J].公路,2021,66(5):80-84.
[4] 廖嘉雄.基于玄武岩纤维的 SMA-13 沥青混合料路用性能研究[J].交通世界,2021(Z1):212-213+240.
[5] 冯帆.高速公路 SMA 沥青混合料路面施工技术[J].交通世界,2021(30):132-133.

DOI:10.16799/j.cnki.csdqyfh.2022.09.011

国内大型民航机场出发层落客平台设置分析

朱善平

[上海市政工程设计研究总院(集团)有限公司,上海市 200092]

摘 要:在简述机场出发层落客平台功能的基础上,对出发层落客平台主要设计参数的取值及其影响因素进行了分析;通过梳理国内已建大型民航机场落客平台的设置型式及参数取值,结合运行效果总结了其经验规律。相关成果可对国内民航机场出发层落客平台规划建设提供参考。

关键词:民航机场;出发层落客平台;车道边;设计参数

中图分类号: V35 **文献标志码:** A **文章编号:** 1009-7716(2022)09-0044-04

0 引 言

进入 21 世纪以来,我国的航空运输业呈现持续快速发展的态势,尤其是实施民航强国战略后,我国民航业的综合实力显著增强,航空运输总量稳居世界第二^[1]。随着国内民航机场吞吐量的逐年上升,国内前期建设的机场大多已经达到其设计吞吐量,部分机场实际吞吐量已经超过设计吞吐量,处于超负荷运转状态。

影响民航机场吞吐量的因素主要有:空域资源、航站楼规模、登机桥数量和陆侧资源等。其中陆侧资源主要包括:出发层落客平台、到达层疏散能力(出租、大巴、轨道等规模)和停车设施规模等。出发层落客平台作为陆侧资源的重要组成部分,直接影响着陆侧送客效率,进而对整个航空枢纽的运行效率产生影响。

本文以出发层落客平台为落脚点,在充分拆解落客平台构成参数的基础上,通过论证落客平台设置型式、设计参数及规模,期望所设计的落客平台能够满足对应规划吞吐量航站楼的出发使用功能。

1 出发层落客平台

出发层落客平台指航站楼前用于出发车辆送客至航空出发层进行落客的陆侧区域,主要承担车辆进场落客并驶离、过境车辆穿场、落客人员安全到达航站楼及行人楼前排队等功能,是航空枢纽陆侧最基本、最重要的配套设施。

收稿日期: 2021-12-31
作者简介: 朱善平(1988—),男,硕士,工程师,从事道路交通设计工作。

根据机场年吞吐量规模,为保证机场送客效率、减少人车交织,国内大中型机场(年吞吐量大于 500 万人次)出发层与到达层一般均分离设置,出发层一般设置于高架桥上;到达层设置于地面层或地下一层,机场进出整体呈现“上进下出”模式。出发层落客平台一般设置于高架出发层,紧邻航站楼,以满足出发落客人员快速进入航站楼的需求。

1.1 出发层落客平台主要参数

出发层落客平台一般由多组落客车道边组成,落客车道边由落客区、车行道及人行过街通道组成(见图 1)。出发层落客平台设计主要需要确定以下参数:车道边组数、落客区宽度、单组车道边车道数、车道边长度及车道边车辆停靠模式。

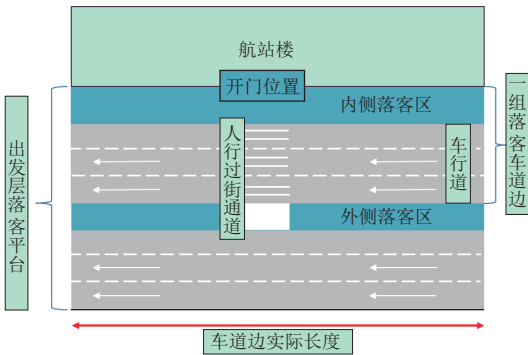


图 1 落客平台相关参数示意图

1.2 车道边组数

落客车道边设置需满足人员快速落客、车辆快速驶离的运行要求,1 组车道边由落客区及车行道构成。车道边组数为出发层落客平台设计中最主要参数,直接影响着整个出发层落客平台运行效率及运行模式。国内机场出发层落客平台一般设置单组、2 组、3 组车道边(见图 2)。

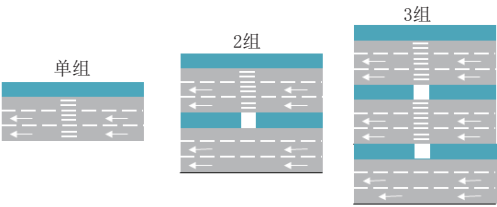


图2 不同落客车道边组数示意图

当设置多组车道边时,内侧落客人员可直接进入航站楼,人行感受及效率最高;外侧落客区落客人员需要穿行内侧车行道再进入航站楼,人行感受及效率稍低。为了减少人行穿越、减少人车交织,车道边组数一般不超过3组。由于单组车道边无法适应较大吞吐量运行及管理需求,国内大中型机场车道边一般均不考虑设置单组车道边型式。目前国内大型机场出发层落客平台基本均为2~3组车道边;近期新建的国内部分大型机场设置有双层出发落客平台,其落客平台车道边组数设置与本分析一致,本次不展开讨论。

1.3 落客区宽度

落客区为落客车辆停靠区域,同时也作为人行安全区,为保证落客区行人安全及使用功能,有最小宽度要求。根据功能差异,内外侧落客区(紧邻航站楼为内侧,其余均为外侧,如图1所示)宽度取值有一定差异。

外侧落客区的宽度主要由行人双向行走宽度、设施带宽度及安全带宽度组成,行人双向行走最小宽度为2 m^[2];设施带宽度主要考虑落客区雨棚基础、手推车摆放区、垃圾桶等,设施按居中摆放宽度取为1 m;落客区两侧各取0.25 m安全带。按照上述宽度可知,外侧落客区最小宽度取3.5 m(见图3),有条件建议取4~5 m,考虑建设规模及人行距离,无特殊情况不建议取5 m以上。

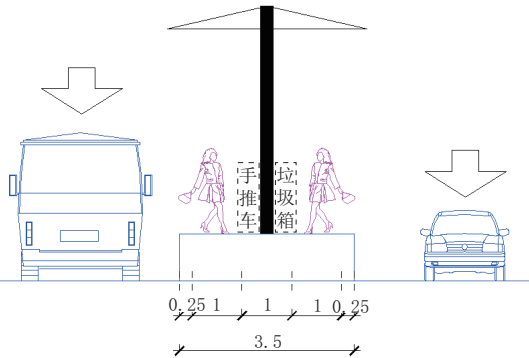


图3 外侧落客区最小宽度示意图(单位:m)

最内侧落客区位于航站楼前,一般作为楼前区域需考虑行人聚集及进航站楼排队要求,宽度一般最小取5 m,有条件建议取6 m以上。

1.4 单组车道边车道数

车辆在车道边上落客是一个复杂的动态过程:车辆先在行车道行驶并寻找落客车道上的临时停车位,但不允许在行车道停车落客;发现停车位后,车辆变换车道驶入落客车道中临时停靠和落客,落客后再变换车道转至行车道驶离落客区。车辆在此区域既非是普通道路上的连续行驶状态,也非停车场中的静止状态,且有别于路边停车,它处于缓慢行驶——车道变换——临时停车落客——车道变换——加速驶离的复杂状态^[3],如图4所示。因此,单组车道边车道数的多少直接影响着该车道边的运行效率。

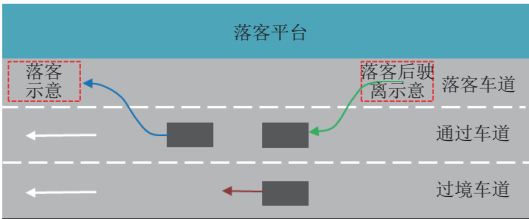


图4 单组车道边运行示意图

根据车道边功能要求,车道边车道需满足落客车道及通过车道2种主要功能:紧邻落客区的为落客车道,车辆在该车道上停车落客;落客车道外侧为通过车道,满足进场落客车辆并入落客车道下客以及离场车辆落客后驶离的功能。因此单组车道边最少设置2条车道。

部分车道边还需满足过境功能,在落客车道及通过车道的基础上增设过境车道。根据以上功能要求,国内机场单组车道边的车道数有2根、3根、4根、5根。不同车道数的单组车道边示意图见图5。

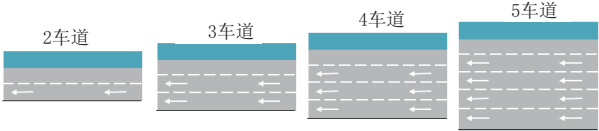


图5 不同车道数的单组车道边示意图

1.5 车道边长度

车道边长度包括单组车道边有效长度及车道边总长度2个指标参数。单组车道边有效长度指单一落客区有效落客长度,理论上车辆一般在落客车道进行落客,实际运行过程中,当车道边有多条车道时,第2条车道亦允许车辆落客;同时考虑车道边上过街人行通道范围内禁止车辆落客,计算单组车道边有效长度时,需考虑以上2个因素进行叠加及折减。

本文为简化计算,直接采用车道边实际长度作为单组车道边有效长度(如图1所示),该长度一般取决于航站楼面宽。在实际使用过程中,如单组车道边

长度过短,则该组车道边有效长度短、使用效率低;如单组车道边长度过长,会出现单组车道边前半段拥挤、后半段空余的情况。因此单组车道边实际长度应进行合理控制。

车道边总长度等于单组车道边有效长度乘以车道边组数。

1.6 车辆停靠模式

车道边车辆停靠模式对落客平台整体设置也有一定影响。根据目前国内机场车道边车辆停靠运营模式,主要分为以下几种模式:大车专用停靠模式、大小车混用停靠模式、运营车辆专用停靠模式。

大车专用停靠模式指在多组车道边中,其中1组车道边专门满足大车停靠落客使用,其他小型车辆禁止在该车道边落客。由于大车单次停靠落客人数较多,考虑在实际运营中减少短时间内大量落客人员穿越车道的风险,一般大车专用停靠在靠近航站楼的内侧落客区上^[4]。

大小车混用停靠模式指各车道边不区分大小车停靠,每组车道边大小车均可混用停靠落客。

运营车辆专用停靠模式指在多组车道边中,其中1组车道边专门满足运营车辆(大巴车、出租车等)停靠落客使用,其他非运营车辆禁止在该车道边落客。

在规划设计中应分别计算不同车种所需的落客车道长度,结合车辆停靠模式及单组车道边长度,分析所需的车道边组数及单组车道边车道数,根据人流量合理选取落客区宽度,最终确定落客平台设置规模及型式。

2 案例分析

2.1 国内大型机场吞吐量

根据国家民航总局公布的2019年度国内主要机场吞吐量可知,2019年,我国机场全年旅客吞吐量超过13亿人次,完成135 162.9万人次,比2018年增长6.9%;国内前10大机场年度吞吐量均迈过4 000万人次大关^[1]。2019年国内前10大机场年吞吐量见表1(2020年年初疫情对民航吞吐量影响巨大,本次选取2019年数据更加直观)。

表1 2019年度国内前10大机场吞吐量

机场	吞吐量/万人次	名次	同比增速/%
北京/首都	10 001	1	-1
上海/浦东	7 615	2	2.9
广州/白云	7 338	3	5.2
成都/双流	5 586	4	5.5
深圳/宝安	5 293	5	7.3
昆明/长水	4 807	6	2.1
西安/咸阳	4 722	7	5.7
上海/虹桥	4 563	8	4.6
重庆/江北	4 478	9	7.7
杭州/萧山	4 010	10	4.9

2.2 实际案例分析

部分国内大型机场落客车道设置情况见表2。

以北京首都国际机场T3航站楼为例,该航站楼设计年吞吐量5 000万,实际年吞吐量10 001万;共设置3组车道边,由内侧至外侧每组车道边车道数为4条、3条、2条;单组车道边长度为420 m,车道边总长度为1 260 m;其中内侧车道边停靠大车及出租,社会小车停靠外侧车道边^[5]。其他航站楼相关参

表2 部分国内大型机场落客车道设置情况表

机场名称	年吞吐量/万人次	车道边组数及车道数	单组车道边长度/m	车道边总长度/m	车辆停靠模式
北京首都机场T3航站楼	实际:10 001 设计:5 000	3组(4+3+2)	420	1 260	大车及出租靠内,小车靠外
上海浦东国际机场	实际:7 615 设计:8 000	T1-2组:(2+4) T2-2组:(3+5)	400	1 600	大车靠内,小车靠外
广州白云国际机场	实际:7 338 设计:3 500+4 500	T1-2组:(北侧,3+4) T1-2组:(南侧,3+4) T2-3组:(3+3+3)	260 200 400	2 120	T1大小车混行 T2大车靠内,小车靠外
成都双流机场	实际:5 586 设计:1 000+3 800	T1-1组:(4+1) T2-2组:(2+5)	350 500	1 350	T1大小车混行 T2大车靠内,小车靠外
深圳宝安机场T3航站楼	实际:5 293 T3设计:4 500	T3-3组:(3+3+3)	300	900	大车靠内,小车靠外
昆明长水国际机场	实际:4 807 设计:3 800	3组(3+3+3)	340	1 020	内侧大车+小客车,中间出租、外侧小客车
上海虹桥机场	实际:4 563 设计:4 000	T2-2组:(北侧,3+4) T2-2组:(南侧,3+4)	260 260	1 040	大车靠内,小车靠外
西安咸阳机场	实际:4 722 设计:3 500	T2-2组:(2+3) T3-2组:(3+3)	200 320	1 040	T2小车靠内,外侧大小车混行 T3大车靠内,小车靠外

数不再赘述。

2.3 案例总结

根据以上相关案例可以得出以下主要结论:

(1)大型机场航站楼基本都是单层落客平台,至少有 2 组车道边,最多 3 组,2010 年之后规划建设的落客平台以 3 组车道边为主。

(2)靠近航站楼的内侧车道边车道数一般不超过 3 根(北京首都机场 T3 航站楼除外)。

(3)根据国内机场单组车道边运行情况,建议控制单组车道边实际长度在 300~450 m 范围。

(4)国内大型机场车道边一般均采用大车内侧停靠,有 3 组车道边的机场一般采用内侧大车专用停靠模式。

(5)“每千万旅客车道边长度”这一指标可以直观反映航空吞吐量与车道边长度之间的关系,作为一个理论指标,可以用来在前期设计中预估车道边规模。根据国内相关案例数据,既有运营机场“每千万旅客车道边长度”在 200~280 m 之间(见图 6)。

3 结 语

本文选取出发层落客平台进行分析,在给出落客平台设计中具体组成参数的基础上,对相关参数

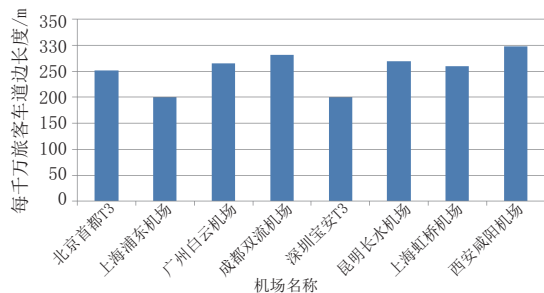


图6 机场每千万旅客车道边长度示意图

的取值及影响因素进行了分析;同时通过梳理国内已建大型民航机场落客平台的设置型式及参数取值,结合运行效果总结了经验规律。相关成果可对国内民航机场出发层落客平台规划建设提供参考。

参考文献:

- [1] 中国民用航空局.2019 年民航机场生产统计公报[Z].北京:中国民用航空局,2020-03-09.
- [2] CJJ 37—2012,城市道路工程设计规范(2016 年版)[S].
- [3] 胡明伟.大型铁路客运站站前落客区布局的分析[J].铁路工程学报,2009(3):73-78.
- [4] 池磊.大型枢纽机场出发车道边运行特征及通行能力分析[J].时代汽车,2019(9):26-27.
- [5] 郑文昌.机场出发车道边布局模式及规模分析[J].交通与运输,2021,37(5):12-16.

(上接第 43 页)

- [6] 张争奇,覃润浦,张登良.SMA 混合料路用性能研究[J].中国公路学报,2001(2):15-19.
- [7] 彭坤.外掺纤维对沥青混合料高温性能的影响[J].交通世界,2021,574(16):135-137.
- [8] Shahri Mahyar,Babazadeh Abbas,Latifi Namin Manouchehr. Effects of irregular loading patterns on fatigue life measured in indirect ten-

sile fatigue test: a traffic-based study [J]. Materials and Structures, 2021,54(1).

- [9] 刘静伟,刘大伟.掺加不同纤维的 SMA—13 沥青混合料路用性能对比分析[J].交通世界,2018(10):174-176.
- [10] 闫景晨,郑建龙,李宁宁.玄武岩纤维沥青砂浆的抗裂性能研究[J].建筑材料学报,2019,22(5):800-804.

三岔形单主缆人行悬索桥的设计探讨

陈朝阳¹, 宋守坛²

(1.中国市政工程西北设计研究院有限公司, 甘肃 兰州 730099; 2.东南大学, 江苏 南京 211189)

摘要:针对鸡鸣三省大峡谷的三岔形河流地形,提出一种三岔形单主缆人行景观玻璃悬索桥的设计方案,三岔形单主缆悬挂在三个独柱桥塔之上,吊索体系悬挂带有中央圆环的三岔形桥面加劲梁,三岔形单主缆和三岔形桥面加劲梁均为稳定的三角形结构形式,具有良好的空间刚度。结合实际工程,进行工程参数设计,建立 MIDAS 有限元分析模型,进行静力分析和动力模态分析研究,验证三岔形单主缆人行悬索桥的结构合理性。

关键词:鸡鸣三省大峡谷;三岔形单主缆人行悬索桥;三岔形桥面加劲梁;人行景观玻璃悬索桥

中图分类号: U448.25

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2022)09-0048-05

0 引言

鸡鸣三省大峡谷位于云贵川三省交界处,赤水河和渭河劈崖交汇^[1]。为促进鸡鸣三省大峡谷旅游业的发展,需要建造一座三岔形人行景观玻璃桥,一座桥分为三个岔口,一桥通三岸,一桥三个岔口通往三个省份。

鸡鸣三省大峡谷深沟险峡,三省大峡谷三岔桥是不可以设置中央桥墩的,因此,建造超大跨径三岔桥有一定的技术难度。

梁式结构的三岔桥跨越能力小,承载力低,施工技术落后。

拱式结构的三岔桥施工困难,三条拱肋在拱顶中央汇集处的结构构造复杂^[2]。

采用三岔形斜拉桥是必须有引桥,引桥将增加造价不经济,斜拉桥的引桥占地面积大,引桥也影响了峡谷景区的景观布局,斜拉索拽拉桥面中央圆环将会影响中央圆环处的桥面净空^[3]。

单主缆悬索桥外形美观,结构轻盈,是大跨度城市景观桥梁的重要桥型,备受设计者青睐^[4-6]。

峡谷景区人行景观悬索桥长宽比值较大,结构轻盈,其抗风稳定性差,需要采用空间缆索体系悬索桥,张家界大峡谷玻璃悬索桥采用大张开量空间索面^[7-8]。

针对鸡鸣三省大峡谷三岔形河流地形,本文提出一种三岔形单主缆的人行悬索桥,三岔形单主缆

悬挂在三个独柱桥塔之上,三个独柱桥塔后方设置八字形背拉索,在三岔形单主缆之上布置吊索体系,吊索体系悬挂带有中央圆环的三岔形桥面加劲梁,三岔形桥面加劲梁搁置在三岔形峡谷悬崖边缘。

本文结合鸡鸣三省大峡谷人行玻璃景观悬索桥的设计,开展三岔形单主缆的人行悬索桥的几何构形研究,进行工程参数设计,建立 Midas 有限元分析模型,进行竖向荷载作用下结构分析计算,开展动力模态研究和抗风稳定性分析,以便验证三岔形单主缆的人行悬索桥的结构合理性。

1 构型研究

鸡鸣三省大峡谷人行景观玻璃悬索桥采用三岔形单主缆的人行悬索桥结构形式,独柱桥塔共计有三个,三个独柱桥塔的位置呈现三角形布置,三岔形单主缆悬挂在三个独柱桥塔之上,八字形背拉索一端汇聚锚固在独柱桥塔之上,八字形背拉索另外一端锚固于左右两个隧道式锚碇之中。

带有中央圆环的三岔形桥面加劲梁是由外三岔形加劲梁、中央圆环形加劲梁和内三岔形加劲梁组成(见图1),吊索体系是由人字形吊索、三脚状吊索和中央竖吊索组成。人字形吊索悬吊外三岔形加劲梁和中央圆环形加劲梁,三脚状吊索的上部吊点汇聚在三岔形单主缆跨中位置,三脚状吊索的下部吊点分散在中央圆环形加劲梁与内三岔形加劲梁的三个交点处,中央竖吊索悬吊于内三岔形加劲梁的中央位置。

在内三岔形加劲梁内部交叉点处设置中央圆饼状钢结构连接件,中央圆饼状钢结构连接件采用工厂铸造加工制作。内三岔形加劲梁的三根梁中心线与外

收稿日期: 2021-10-26

基金项目: 江苏省自然科学基金项目资助(BK2012755)

作者简介: 陈朝阳(1972—),男,学士,高级工程师,从事市政工程设计工作。

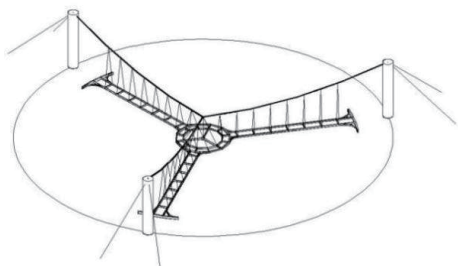


图1 三岔形单主缆悬索桥设计方案

三岔形加劲梁的三幅桥面中心线均是直线对齐,相对于中央圆环形加劲梁的圆心,内三岔形加劲梁的三根梁方向与外三岔形加劲梁的三幅桥面方向均是相反布置的。

如图2所示,中央圆环形加劲梁的内环梁有12个吊点,其中三脚状吊索是3个吊点,人字形吊索9个吊点;中央圆环形加劲梁的外环梁有9个支撑点,其中人字形吊索6个吊点,内三岔形加劲梁伸臂外挑支撑中央圆环形加劲梁的外环梁3个点,本桥均匀分布的吊点可以保证中央圆环形加劲梁的结构安全性。

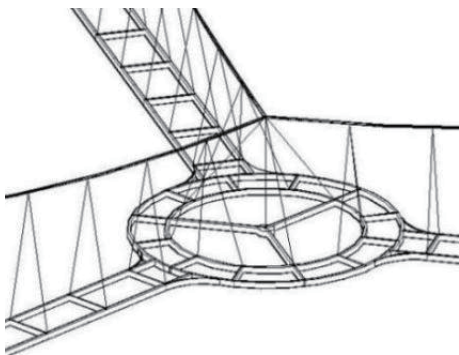


图2 三岔形加劲梁与吊索体系

带有中央圆环的三岔形桥面加劲梁的三个端部设置基础梁,基础梁设置在三岔河流峡谷地形的悬崖边缘,三岔形单主缆悬索桥是地锚式单跨悬索桥,不需要引桥,没有引桥就不会影响峡谷景区的景观布局。

三岔形单主缆的吊索体系悬吊带有中央圆环的桥面系加劲梁,造型漂亮,交通组织流畅,吊索竖向和三脚状吊索两者悬吊桥面中央圆环的内环,吊索不会影响中央圆环桥面处的桥面净空。

三岔形单主缆悬索桥是采用装配式结构,可以工业化生产,钢管混凝土独柱桥塔、三岔形单主缆悬索、吊索体系和带有中央圆环的三岔形桥面系加劲梁均可以工厂预制,装配式建造速度快捷。

三岔形单主缆和三岔形桥面加劲梁均为稳定的三角形结构形式,带有中央圆环的三岔形桥面系加劲梁的抗扭刚度大,三岔形单主缆提供水平分力,三岔形单主缆悬索桥的抗侧刚度大,三岔形单主缆悬索桥具有良好的空间刚度,抗风性能良好。

鸡鸣三省大峡谷人行景观玻璃桥的桥塔采用巨树形的桥塔造型,新颖独特,美丽漂亮,在带有中央圆环的三岔形桥面加劲梁之上设置有玻璃桥面板,方便游客欣赏峡谷景区风光(见图3)。



图3 鸡鸣三省大峡谷三岔形人行悬索桥

鸡鸣三省大峡谷人行景观桥采用三岔形单主缆,每一根单主缆采用两股预制的成品缆索,在三岔形悬索桥缆索中央位置,设置三岔形缆索中央转向连接件(见图4),三岔形缆索中央转向连接件采用工厂铸造加工制作。

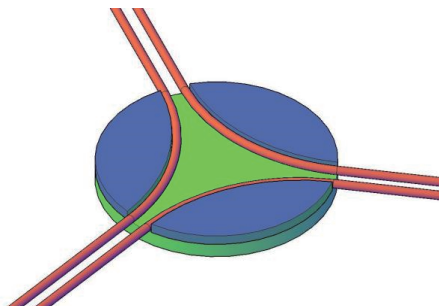


图4 三岔形缆索中央转向连接件

鸡鸣三省大峡谷人行景观玻璃悬索桥,采用三岔形单主缆人行悬索桥的方案,其施工方法包括以下步骤:

第一步:进行三个独柱桥塔和隧道式锚碇施工,并进行桥塔基础梁的施工;

第二步:施工引导索,然后进行三岔形单主缆和背拉索的安装施工;

第三步:安装人字形吊索、三脚状吊索和中央竖吊索,形成吊索体系;

第四步:采用悬拼技术,进行外三岔形加劲梁的施工安装,进行中央圆环形加劲梁和内三岔形加劲梁的施工安装,形成带有中央圆环的三岔形桥面加劲梁;中央圆环效果见图5。

第六步:铺装玻璃桥面板,形成三岔形单主缆人行悬索桥,运营使用。

2 工程参数设计

鸡鸣三省大峡谷人行景观玻璃悬索桥三个独柱桥塔的位置呈现三角形布置,独柱桥塔三角形外接圆直径220 m,三个基础梁设置在三岔河流峡谷地形

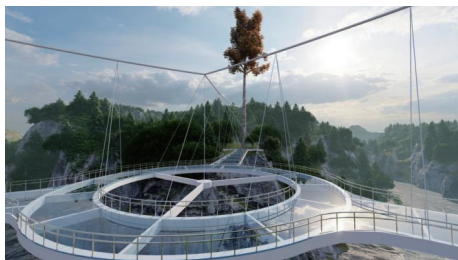


图5 中央圆环效果图

的悬崖边缘,基础梁三角形外接圆直径 180 m,三岔形单主缆悬索桥总体设计见图 6。

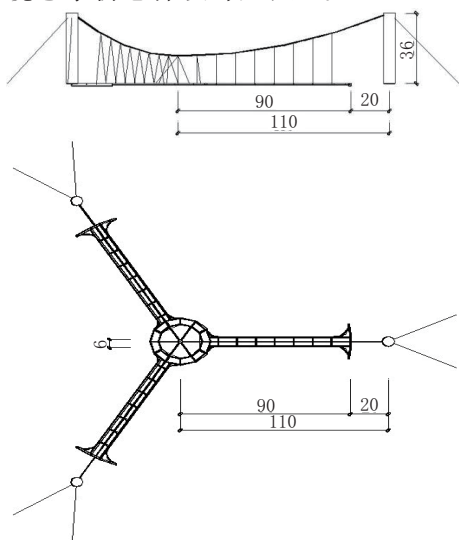


图6 总体设计图(单位:m)

独柱桥塔采用巨树形桥塔造型,独柱桥塔采用钢管混凝土结构结构,独柱桥塔高度 36 m,变截面钢管直径为 4~5 m,钢管壁厚为 16~20 mm,内灌注 C60 混凝土,独柱桥塔采用桩基础。

为了提高大直径钢管混凝土独柱桥塔的受力性能,钢管内部设置多腔分割钢板,形成大直径多腔钢管混凝土独柱,以便提高管内混凝土的三向约束受力性能。

在图 7 中,钢管混凝土独柱桥塔采用设置内外双钢管的大直径多腔钢管混凝土柱的结构形式,内部变截面钢管直径为 2~2.5 m,内部钢管壁厚为 12~14 mm,内外双钢管之间设置六道钢隔板,钢隔板壁厚为 8~10 mm。

三岔形单主缆采用 2 000 MPa 高强钢丝缆索,三岔形单主缆由两股直径为 0.15 m 预制品缆索组成,三岔形单主缆悬挂在三角形布局的独柱桥塔之上,三岔形单主缆的矢跨比为 1/10。

八字形背拉索一端锚固在独柱桥塔之上,八字形背拉索另外一端锚固于左右两个隧道式锚碇之中,背拉索采用 2 000 MPa 高强钢丝缆索,背拉索直径为 0.15 m。

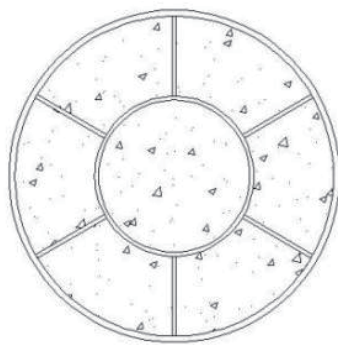


图7 多腔钢管混凝土塔柱

在三岔形单主缆之上,安装由人字形吊索、三脚状吊索和中央竖吊索组成的吊索体系,吊索采用 1 670 MPa 高强钢丝缆索,人字形吊索直径为 40 mm,人字形吊索间距 10 m;三脚状吊索一组三根,三脚状吊索直径为 60 mm;中央竖吊索一根,中央竖吊索直径为 50 mm。

带有中央圆环的三岔形桥面加劲梁是由外三岔形加劲梁、中央圆环形加劲梁和内三岔形加劲梁组成,加劲梁采用主次梁梁格结构形式,桥面加劲梁均采用 Q345 钢材制作。

外三岔形加劲梁的桥面宽度 6 m,主梁采用 300 mm × 700 mm 矩形钢管,钢管壁厚 12 mm,次梁采用 200 mm × 500 mm 矩形钢管,钢管壁厚 6 mm。

中央圆环形加劲梁采用圆环形梁形式,桥面宽度 4 m,内外环形主梁均采用 300 mm × 700 mm 矩形钢管,钢管壁厚 12 mm,次梁采用 200 mm × 400 mm 矩形钢管,钢管壁厚 5 mm。

内三岔形加劲梁是由相位差 120 度的三根矩形钢管梁组成,三根矩形钢管梁采用 300 mm × 700 mm 矩形钢管,钢管壁厚 14 mm,内三岔形加劲梁伸臂悬挑支撑中央圆环形加劲梁的外环梁。

在三岔形桥面加劲梁的转弯处设置收口圆弧梁,收口圆弧梁采用 100 mm × 300 mm 的矩形钢管,钢管壁厚 4 mm。

带有中央圆环的三岔形桥面加劲梁的三个端部设置基础梁,基础梁设置在三岔河流峡谷地形的悬崖边缘,基础梁采用钢筋混凝土梁形式,钢筋混凝土梁 700 mm × 1 500 mm,内部配置钢筋,钢筋混凝土基础梁采用桩基础。

3 分析计算

3.1 有限元模型

鸡鸣三省大峡谷三岔形单主缆人行悬索桥采用 Midas 软件建立计算模型(见图 8),三岔形单主缆、

八字形背拉索和吊索体系采用索单元,桥面加劲梁和独柱桥塔采用梁单元。

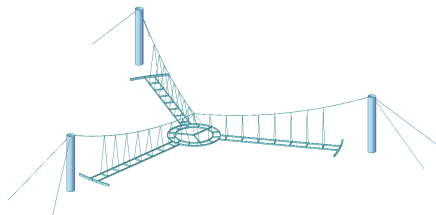


图8 三岔形单主缆悬索桥 Midas 模型

3.2 竖向荷载作用下的计算结果

三岔形单主缆人行悬索桥的主跨桥面做满布活荷载加载,桥面附加恒荷载采用均布荷载标准值 6 kN/m^2 ,桥面活荷载采用均布荷载标准值 5 kN/m^2 ,竖向荷载作用下的计算结果如下(见图9)。

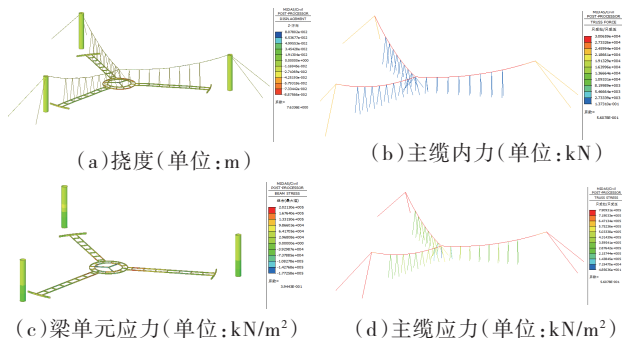


图9 竖向荷载作用下计算结果(恒+活)

在活荷载作用下,最大竖向位移出现在跨中位置,最大位移为 88.76 mm ,满足规范规定 $1/500$ 限值要求。主缆最大内力为 $30\,065.9 \text{ kN}$,主缆最大应力为 790.6 MPa ,满足承载能力要求。加劲梁最大应力为 202.1 MPa ,满足承载能力要求。桥塔最大应力为 52.9 MPa ,桥塔结构采用钢管混凝土,可以满足承载能力要求。

3.3 模态分析

主缆是悬索桥的主要承力结构,动力模态特性分析建模时以初拉力的形式计入主缆、吊索的成桥内力。为了不遗漏任何振型,分析过程中采用子分块法求解特征方程。

由图10中的计算结果可知,第1阶振型为正对称侧弯,频率为 0.617 Hz ,基频较大,表明斜向的人字形吊索是可有于提高抗侧刚度;第3阶振型为反对称竖弯,频率为 0.744 Hz ,频率较高,表明三岔形单主缆悬索桥的竖向刚度较大。

第13阶振型为正对称扭转,频率为 1.751 Hz ;第21阶振型为反对称扭转,频率为 1.971 Hz ,扭转振形出现比较晚,扭转频率较大,扭弯频率比值为 2.35 较高,本桥抗扭刚度大。

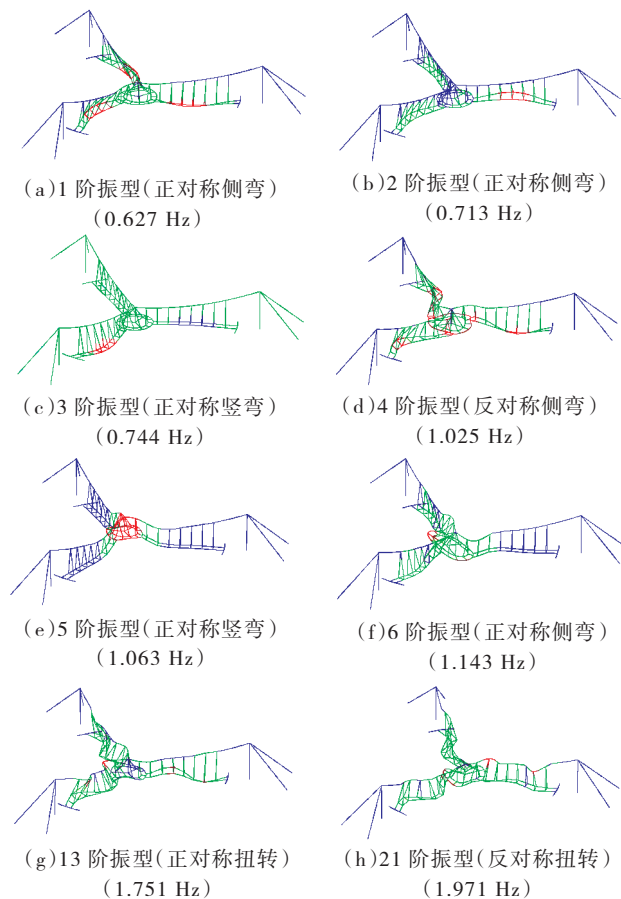


图10 典型模态

相比于直线形单主缆悬索桥,三岔形单主缆悬索桥是三维空间结构,三岔形单主缆和三岔形桥面加劲梁均为稳定的三角形结构形式,三个基础支座支承的三岔形桥面系加劲梁抗扭性能好,三岔形单主缆提供水平分力,抗侧刚度大幅度提高,两项结构技术措施可大幅度提高三岔形悬索桥结构空间刚度,具有良好的抗风稳定性。

3.4 颤振临界风速

悬索桥通常采用分离流扭转的颤振临界风速计算中的 Selberg 公式来估算颤振临界风速。

Selberg 公式:

$$V_{cr} = \eta_s \eta_a \omega_i b_1 \sqrt{\frac{r}{b_1} \mu \left[1 - \left(\frac{\omega_v}{\omega_i} \right)^2 \right]} \quad (1)$$

式中: η_s 是主梁截面形状影响系数; η_a 是攻角效应系数,对于 0° 风攻角下的平板断面, η_s 、 η_a 均取 1.0 ; r 是桥梁断面(包括加劲梁和主缆)惯性半径; b_1 为加劲梁截面的半桥宽; μ 为桥梁与空气的密度比; m 为加劲梁及主缆的质量密度; ρ 为空气密度; ω_i 、 ω_v 分别为最低阶扭转圆频率和竖向圆频率。

$$\text{其中: } \mu = \frac{m}{\pi \rho b^2} \quad (2)$$

参数 b 为:加劲梁截面的桥宽 $b=2b_1$

本设计中, η_s 、 η_a 均取 1.0。经过计算, $r=3.63$ m, $\mu=2.51$, ω_1 、 ω_v 分别为 12.11 rad/s、4.47 rad/s。因此, 本设计桥的颤振临界风速为:

$$V_{cr}=1 \times 1 \times 12.11 \times 3 \times$$

$$\sqrt{\frac{3.63}{3} \times 2.51 \times \left[1 - \left(\frac{4.47}{12.11}\right)^2\right]} = 62.28 \text{ m/s}$$

分析表明, 该桥的颤振临界风速较高, 说明本设计具有良好的抗风稳定性。

4 结 语

针对鸡鸣三省大峡谷三岔形河流地形, 提出一种三岔形单主缆人行悬索桥的设计方案, 三岔形单主缆悬挂在三个独柱桥塔之上, 吊索体系悬挂带有中央圆环的三岔形桥面加劲梁, 三岔形单主缆人行悬索桥具有造型漂亮、结构简明、施工便捷、交通流畅和经济性好的优点。

三岔形单主缆和三岔形桥面加劲梁均为稳定的三角形结构形式, 三岔形单主缆提供水平分力, 大幅度提高了抗侧刚度, 三岔形桥面系加劲梁具有较大抗扭刚度, 三岔形单主缆人行悬索桥是三维空间结构, 具有良好的空间刚度。

鸡鸣三省三岔形单主缆人行悬索桥的前 10 阶

振型主要以侧弯、竖弯振动为主, 直到第 13 阶才出现正对称扭转振型, 扭转频率 1.751 Hz 较大, 扭弯频率比值为 2.35 较高, 颤振临界风速校验值高达 62.28 m/s, 抗风稳定性优良。

参考文献:

- [1] 宋路兵. 叙永县鸡鸣三省大桥主拱圈设计分析[J]. 四川建筑, 2021, 41(3):105-106.
- [2] 王继林. 三叶玫瑰形钢管混凝土飞燕式斜拉拱桥设计[J]. 现代交通技术, 2021, 18(4):42-46.
- [3] 徐金法. 鸭蛋拱形桥塔的三岔形人行景观斜拉桥设计[J]. 现代交通技术, 2021, 18(3):47-50, 57.
- [4] 李鸥. 大跨度单主缆悬索桥体系转换过程受力分析[J]. 桥梁建设, 2014, 44(3):104-108.
- [5] 黄瑜, 罗天, 段佳宏, 等. 单主缆悬索桥抗倾覆稳定性研究[J]. 世界桥梁, 2020, 48(4):40-44.
- [6] 乔云强, 吴桂楠. 单主缆悬索桥人致振动研究及减振控制[J]. 世界桥梁, 2018, 46(2):68-73.
- [7] Astiz MA. Flutter Stability of Very Long Suspension Bridges[J]. Journal of Bridge Engineering, 1998, 3(3):132-139.
- [8] 王忠彬. 张家界大峡谷玻璃桥缆索系统设计[J]. 桥梁建设, 2017, 47(3):83-87.
- [9] Miao Feng. Theoretical Study on Space Coupling Free Vibration Analysis of Self-Anchored Cable-Stayed Suspension Bridge[J]. Applied Mechanics and Materials, 2014(2974):1107-1111.

《城市道桥与防洪》杂志

是您合作的伙伴, 为您提供平台, 携手共同发展!

欢迎新老读者订阅期刊 欢迎新老客户刊登广告

投稿网站: <http://www.csdqyfh.com> 电话: 021-55008850 联系邮箱: cdq@smedi.com

PC 曲线梁桥水平约束布置及其力学性能

滕小竹

[同济大学建筑设计研究院(集团)有限公司, 上海市 200092]

摘要: 通过对 PC 曲线梁桥两种常用支承水平约束布置方式的 8 种曲率半径的参数分析, 研究了 PC 曲线梁桥水平约束布置及其力学性能, 相关结论可为设计人员提供参考。

关键词: PC 曲线梁; 水平约束布置; 力学性能

中图分类号: U448.21+3

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2022)09-0053-06

0 引言

曲线梁桥的支座布置方式, 直接影响到全桥的内力分布, 是曲线梁桥设计中十分重要的问题。已有曲线连续梁桥的支座布置文献主要研究其竖向布置差异, 即是否采用抗扭支承。常在梁端设置横向抗扭支承, 在中间桥墩设置点铰支承(单支座, 见图 1), 在复杂的活载及温度梯度等荷载作用下, 中间墩柱单铰支承并不能起到主动调节扭转变形的作用, 在一些极端情况下甚至会发生侧倾事故。为了避免侧倾案例再度发生, 近年来新建的曲线连续梁桥中, 中间墩独柱单铰支承形式(单支座)逐渐被抗扭支承(双支座)所取代。

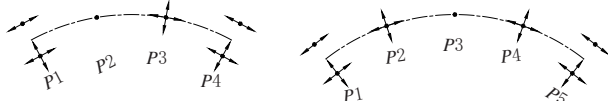


图 1 传统弯桥支座形式

目前混凝土曲线梁桥抗扭支承布置依据水平约束方向不同主要有两种: 一种与直线桥布置一致, 见图 2(简称 Z1); 另一种是在边墩选取一个支座约束横向变形, 挑选一个中间墩约束纵向变形, 见图 3(简称 Z2)。

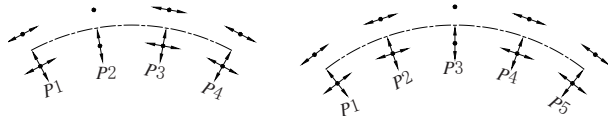


图 2 弯桥支座布置形式 1(简称 Z1)

本文通过两种不同水平约束支座布置形式下, 2 种墩高($H=1\text{ m}$ 、 8 m) 8 种不同曲线半径($R=45\text{ m}$ 、 60 m 、 90 m 、 120 m 、 150 m 、 180 m 、 240 m 、 300 m) 的

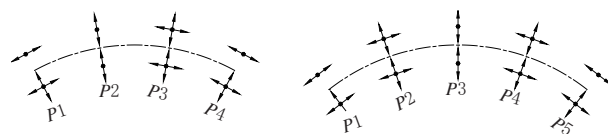


图 3 弯桥支座布置形式 2(简称 Z2)

参数分析, 研究水平约束布置形式对 PC 曲线连续梁桥力学性能的影响; 其他计算参数: $3\times 30\text{ m}$ 等高预应力连续梁(对称配束), 桥宽 $B=9.0\text{ m}$ 。

1 两种支承布置主梁力学性能

1.1 预应力效应

从图 4、图 5 可知, 预应力效应产生的主梁横向弯矩与支座水平布置形式有关, Z1 主梁横桥向弯矩远大于 Z2; Z1 主梁横向弯矩全桥方向一致, 从边墩到中墩逐渐增大, 中跨变化较小; Z2 主梁横向弯矩以纵向制动中墩为界, 从边墩到制动中墩数值增大方向相反, 在制动中墩突变; Z1 和 Z2 的主梁横桥向弯矩均随曲线半径减小而增大。

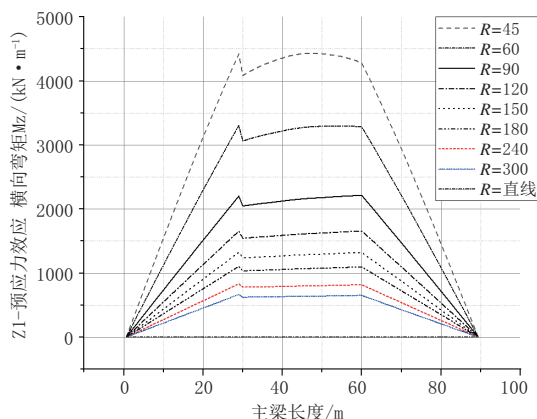
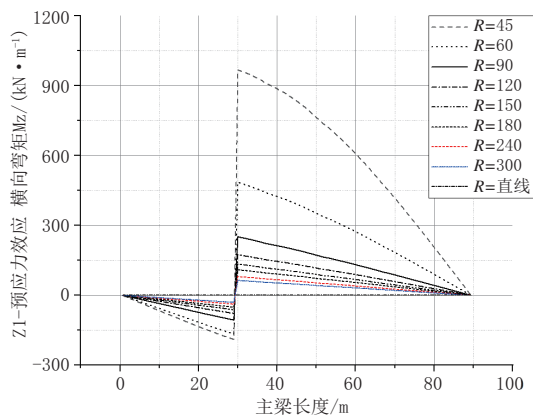


图 4 预应力作用 Z1 主梁横向弯矩 M_z (单位: $\text{kN}\cdot\text{m}$)

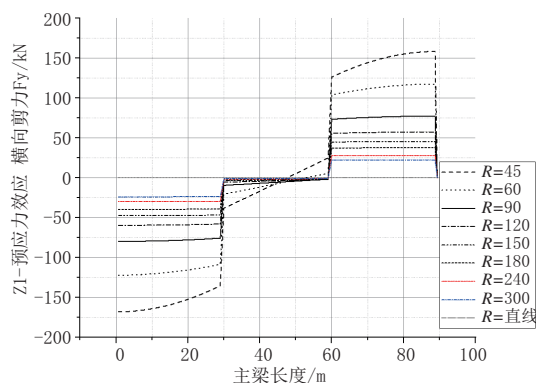
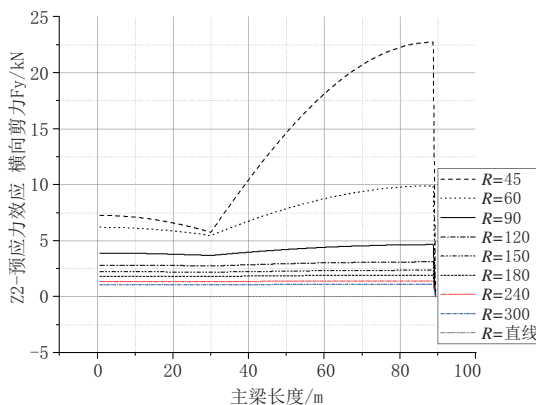
从图 6、图 7 可知, 预应力效应产生的主梁横向剪力与支座布置形式有关, Z1 主梁横向剪力远大于 Z2; Z1 两个边跨主梁横向剪力方向相反, 从边墩到中

收稿日期: 2021-11-11

作者简介: 滕小竹(1982—), 男, 硕士, 高级工程师, 从事桥梁设计工作。

图5 预应力作用 Z2 主梁横向弯矩 M_z (单位: $\text{kN}\cdot\text{m}$)

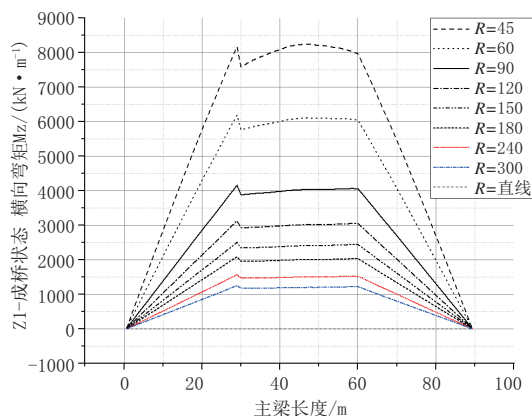
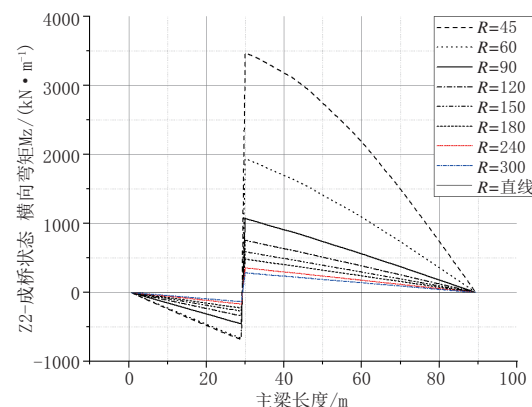
墩稍有减小;Z2 主梁横向剪力全桥方向一致,以纵向制动中墩为界,从边墩到制动中墩数值减小;Z1 和 Z2 的主梁横桥向剪力均随曲线半径减小而增大。

图6 预应力作用 Z1 主梁横向剪力 F_y (单位: kN)图7 预应力作用 Z2 主梁横向剪力 F_y (单位: kN)

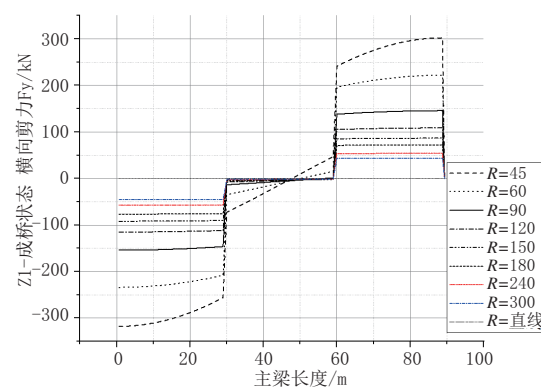
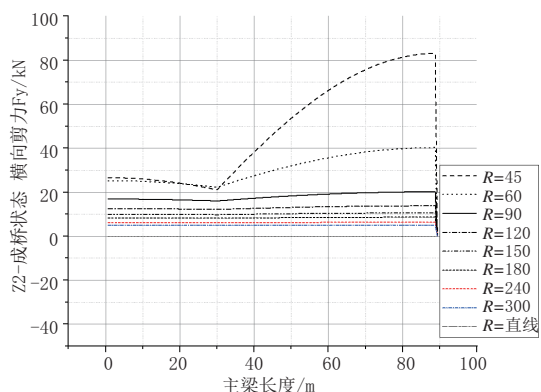
1.2 成桥状态主梁内力

从图 8、图 9 可知,成桥状态下,Z1 主梁横桥向弯矩远大于 Z2;Z1 横向弯矩全桥方向一致,从边墩到中墩逐渐增大,中跨变化较小;Z2 横向弯矩以纵向制动中墩为界,从边墩到制动中墩数值增大方向相反,在纵向制动中墩突变;Z1 和 Z2 的主梁横桥向弯矩均随曲线半径减小而增大。

从图 10、图 11 可知,成桥状态下,边跨相同位置 Z1 的主梁横向剪力大于 Z2;Z1 两个边跨主梁横向剪力方向相反,从边墩到中墩稍有减小;Z2 主梁横向

图8 成桥状态 Z1 主梁横向弯矩 M_z (单位: $\text{kN}\cdot\text{m}$)图9 成桥状态 Z2 主梁横向弯矩 M_z (单位: $\text{kN}\cdot\text{m}$)

剪力全桥方向一致,以纵向制动中墩为界,从边墩到制动中墩数值减小;Z1 和 Z2 的主梁横向剪力均随半径减小而增大。

图10 成桥状态 Z1 主梁横向剪力 F_y (单位: kN)图11 成桥状态 Z2 主梁横向剪力 F_y (单位: kN)

从图 12、图 13 可知,成桥状态下,Z1 和 Z2 的主梁扭矩在跨中均为 0,在桥墩处较大且有较大突变,边墩位置主梁扭矩大于中墩位置;Z1 和 Z2 的主梁扭矩均随半径增大变小;相同曲率半径 Z1 和 Z2 的主梁扭矩基本一致。

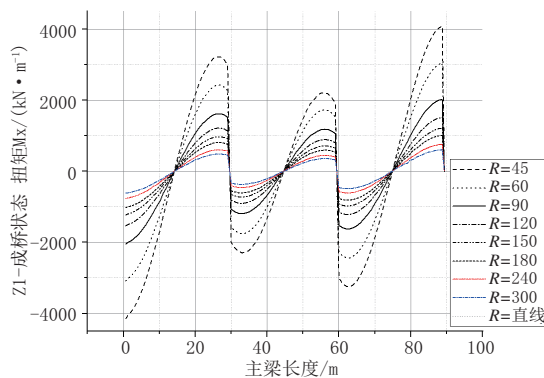


图 12 成桥状态 Z1 主梁扭矩 Mx(单位: kN·m)

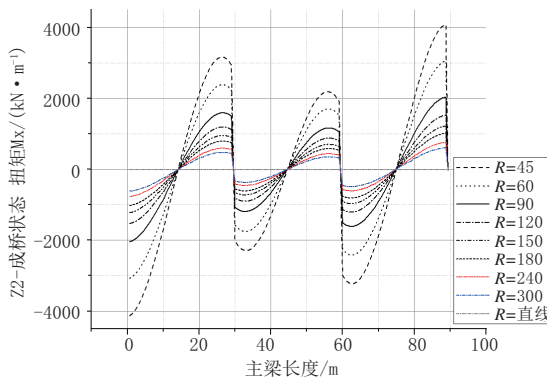


图 13 成桥状态 Z2 主梁扭矩 Mx(单位: kN·m)

1.3 汽车荷载效应

从图 14、图 15 可知,汽车荷载作用下,PC 曲线桥梁主梁竖向最小位移(向下)Dz 因曲线半径不同稍有差异,半径越小,位移数值越大;相同曲率半径支座 Z1 和 Z2 的主梁竖向位移基本一致。

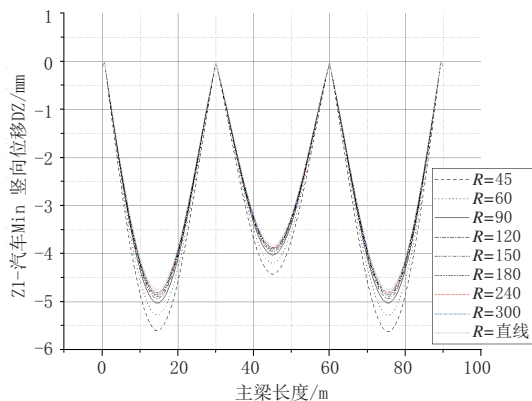


图 14 汽车荷载 Min Z1 主梁竖向位移 Dz(单位: mm)

从图 16~17 可知,汽车荷载作用下,PC 曲线桥梁主梁横向弯矩随曲线半径减小而增大;与 PC 直线桥梁相比,Z1 横向弯矩大致对称,在纵向制动墩位置有突变,半径越小突变越大;Z2 的主梁横向弯矩不对

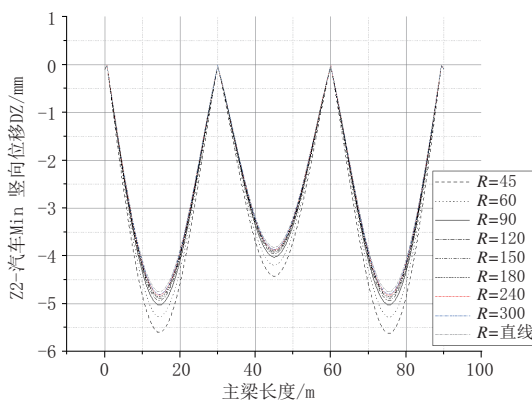


图 15 汽车荷载 Min Z2 主梁竖向位移 Dz(单位: mm)

称,在纵向制动墩位置突变较大,半径越小突变越大。

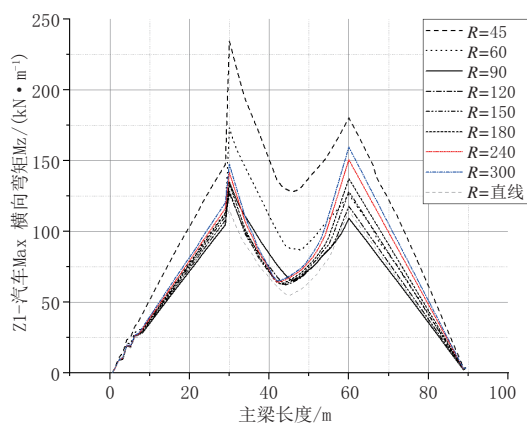


图 16 汽车荷载 Max Z1 主梁横向弯矩 Mz(单位: kN·m)

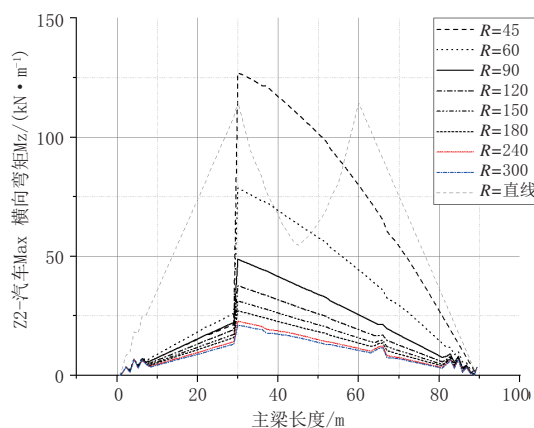


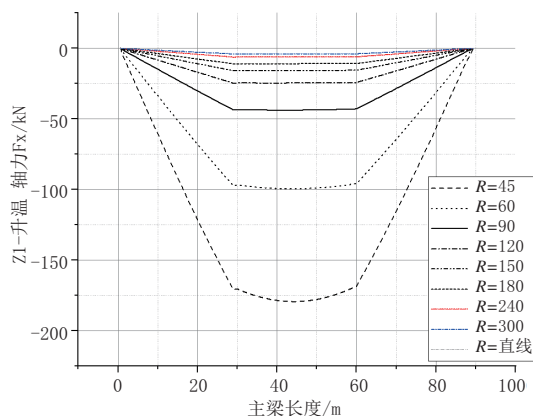
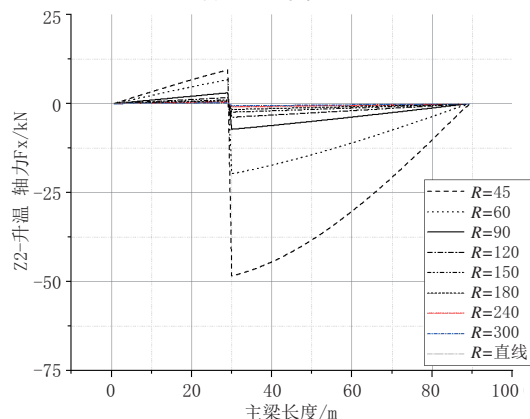
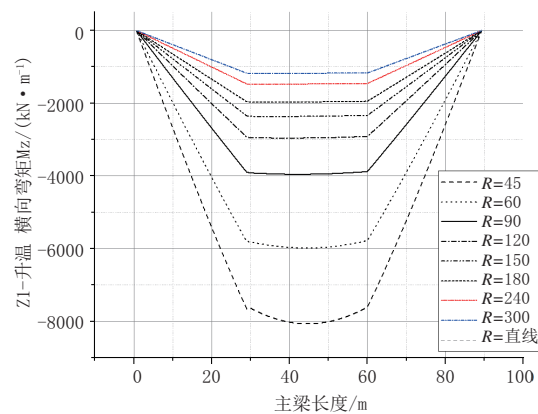
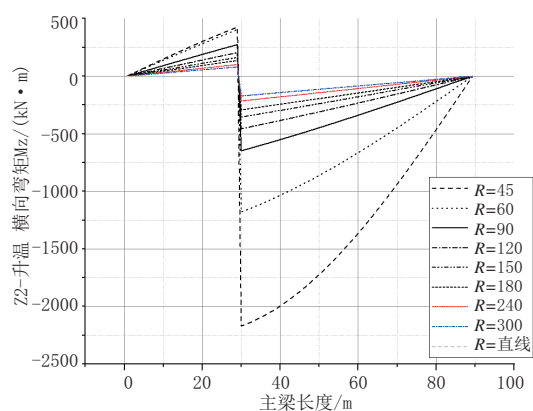
图 17 汽车荷载 Max Z2 主梁横向弯矩 Mz(单位: kN·m)

1.4 升温荷载效应

从图 18、图 19 可知,升温作用下,PC 曲线桥梁主梁轴力随曲线半径减小显著增大;Z1 主梁轴力大致对称,Z2 的主梁轴力不对称,在纵向制动墩位置突变较大,半径越小突变越大。

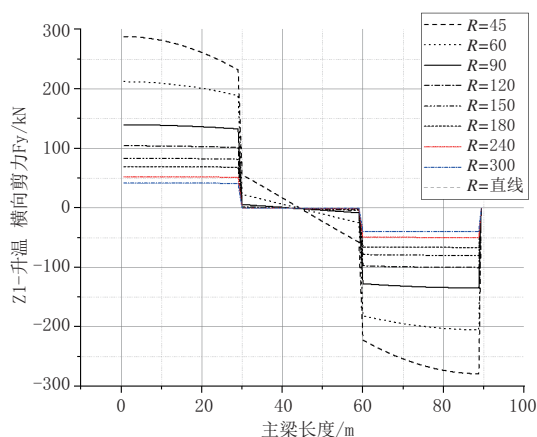
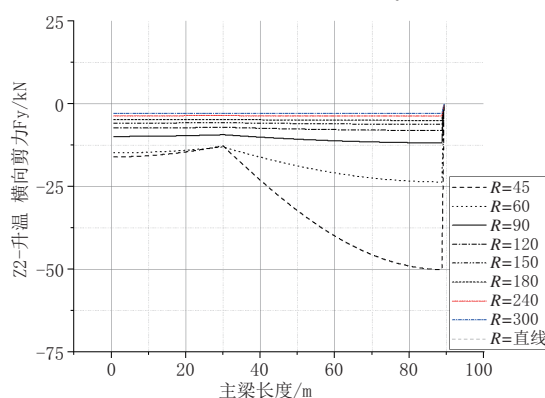
从图 20、图 21 可知,升温荷载作用下 PC 曲线桥梁主梁横向弯矩随曲线半径减小显著增大;Z1 横向弯矩大致对称,Z2 的主梁横向弯矩不对称,在纵向制动墩位置突变较大,半径越小突变越大。

从图 22、图 23 可知,升温荷载作用下,边跨相同

图 18 升温荷载 Z1 主梁轴力 F_x (单位:kN)图 19 升温荷载 Z2 主梁轴力 F_x (单位:kN)图 20 升温荷载 Z1 主梁横向弯矩 M_z (单位:kN·m)图 21 升温荷载 Z2 主梁横向弯矩 M_z (单位:kN·m)

位置 Z1 的主梁横向剪力大于 Z2; Z1 两个边跨主梁横向剪力方向相反, 从边墩到中墩稍有减小; Z2 主

梁横向剪力全桥方向一致, 以纵向制动中墩为界, 从边墩到制动中墩数值减小; Z1 和 Z2 的主梁横向剪力均随半径减小而增大。

图 22 升温荷载 Z1 主梁横向剪力 F_y (单位:kN)图 23 升温荷载 Z2 主梁横向剪力 F_y (单位:kN)

2 两种支承布置反力响应

2.1 预应力效应

从图 24、图 25 可知, 预应力作用对曲线梁各桥墩的曲线外侧支座产生压力(进行加载), 对曲线内侧支座产生拉力(进行卸载); 预应力作用对支座的加载和卸载效应随曲线半径增大逐渐减小。

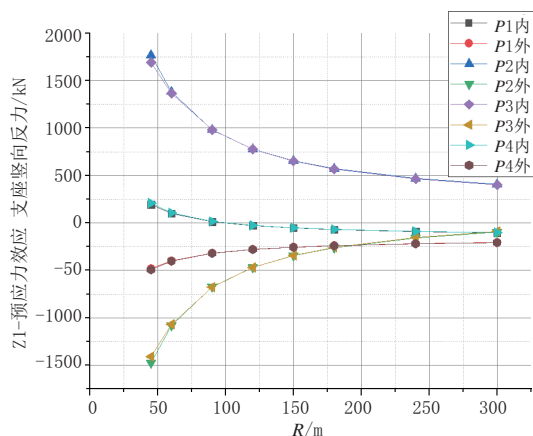


图 24 预应力作用 Z1 支座竖向反力与半径关系图(单位:kN)

从图 26、图 27 可知, 预应力作用对曲线梁桥制动支座水平约束方向产生水平力, Z1 的横桥向水平

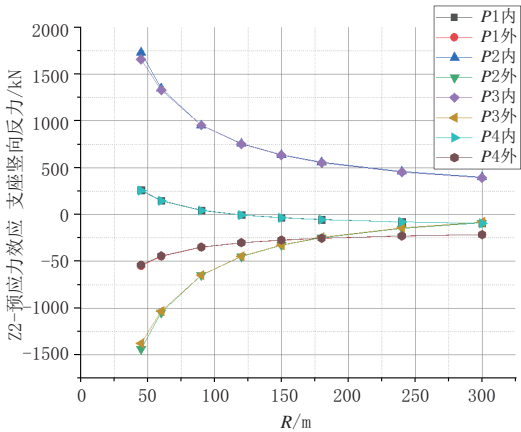


图 25 预应力作用 Z2 支座竖向反力与半径关系图(单位:kN)

力数值较大,边墩和中墩制动支座横向水平力方向相反,边墩制动支座横向水平力数值较大;Z2 的横桥向水平力较小,纵向水平力较大;预应力作用产生支座水平力随曲线半径减小而增大。

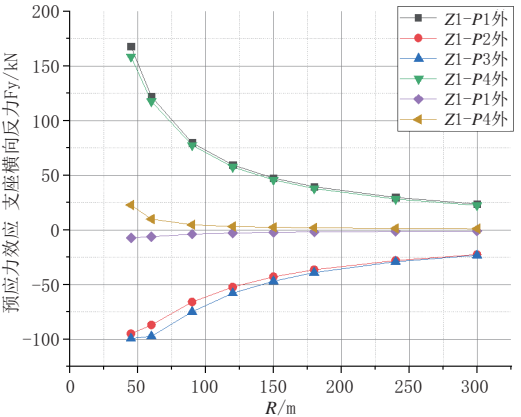


图 26 预应力作用 支座横向水平力与半径关系图(单位:kN)

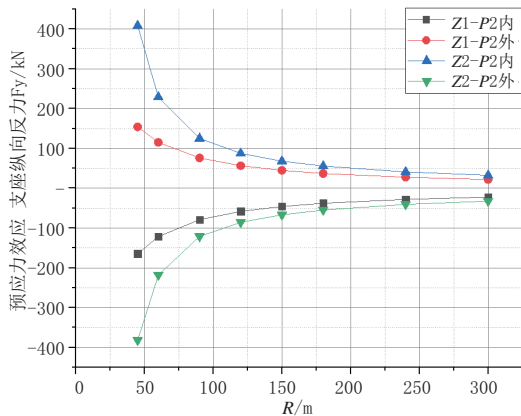


图 27 预应力作用 支座纵向水平力与半径关系图(单位:kN)

2.2 成桥状态反力

从图 28 可知,成桥状态,曲线梁桥制动支座水平约束方向均产生水平力,Z1 每个桥墩设置横桥向制动支座,产生横桥向水平力,对下部结构产生影响,Z2 两个边墩设置横桥向制动支座;Z1 的横桥向水平力数值较大,边墩和中墩制动支座横向水平力方向相反,边墩制动支座横向水平力数值较大;Z2 的

横桥向水平力较小;支座横向水平力随曲线半径增大逐渐减小。

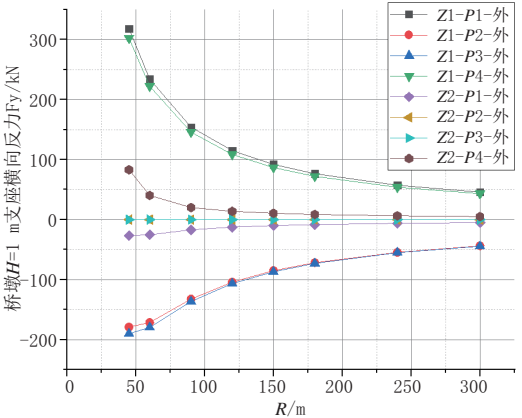


图 28 成桥状态 支座横桥向水平力与半径关系图(单位:kN)

从图 29 可知,成桥状态,Z2 纵桥向制动支座产生较大方向相反的纵向水平力,导致制动墩(P2)产生的较大的扭矩,制动支座纵向水平力大小随曲线半径增大逐渐减小;Z1 纵桥向制动支座产生的纵向水平力较小,纵桥向制动墩(P2)产生的扭矩较小,其大小随曲线半径增大很快趋近于零;两种支座布置形式制动支座产生的纵向水平力随桥墩高度增大显著减小。

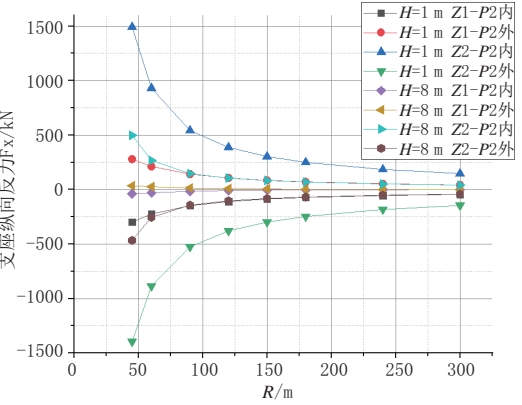


图 29 成桥状态 支座纵桥向水平力与半径关系图(单位:kN)

2.3 升温荷载效应

从图 30 可知,升温荷载作用下,制动支座位移约束方向产生水平力。Z1 每个桥墩设置横桥向制动支座,产生横桥向水平力,对下部结构产生影响;Z2 两个边墩设置横桥向制动支座。三跨联混凝曲线梁桥两种支座布置形式,制动支座横桥水平力随曲线半径减小而增大。

从图 31 可知,升温荷载朱永霞,Z2 纵桥向制动支座产生较大方向相反的纵向水平力,Z1 纵桥向制动支座产生的纵向水平力较小;两种支座布置形式制动支座产生的纵向水平力随桥墩高度增大显著减小。

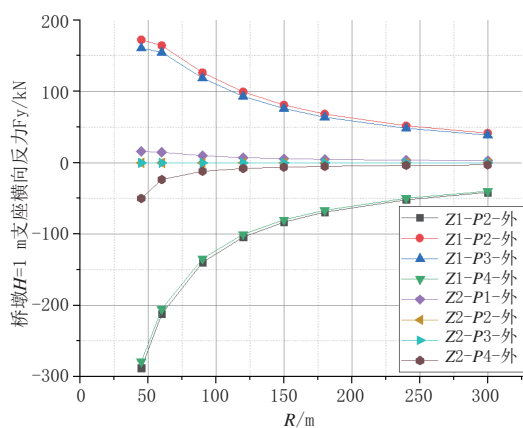


图30 升温作用 支座横向水平力与曲线半径关系图(单位:kN)

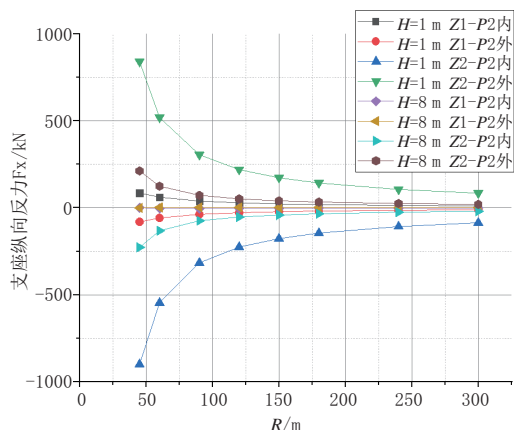


图31 升温作用 支座纵向水平力与曲线半径关系图(单位:kN)

2.4 汽车荷载效应

从图32~图35可知,汽车荷载作用下,PC曲线梁桥边墩内外支座反力差异较大,中墩内外支座反力差异较小;相同曲率半径Z1和Z2的支座竖向反力相差不大。

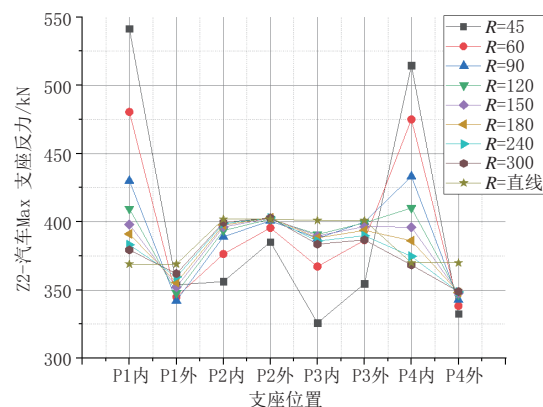


图32 汽车荷载 Max Z1 支座竖向反力与半径关系图(单位:kN)

3 结语

(1)采用Z1每个桥墩均有横桥向制动支座,在预应力效应、成桥状态和温度荷载等作用下,主梁产生较大的横向剪力和横桥向弯矩;Z2主梁产生的横向剪力和横桥向弯矩均远小于Z1;两种支座布置形式,

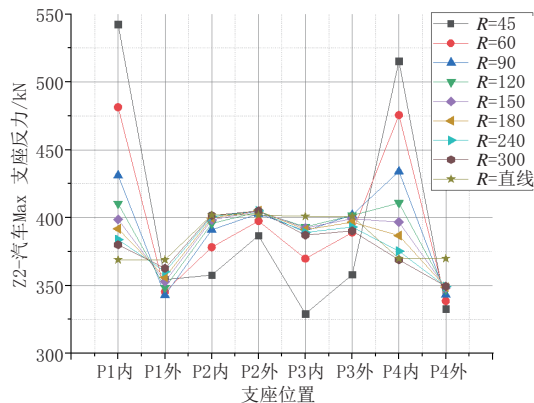


图33 汽车荷载 Max Z2 支座竖向反力与半径关系图(单位:kN)

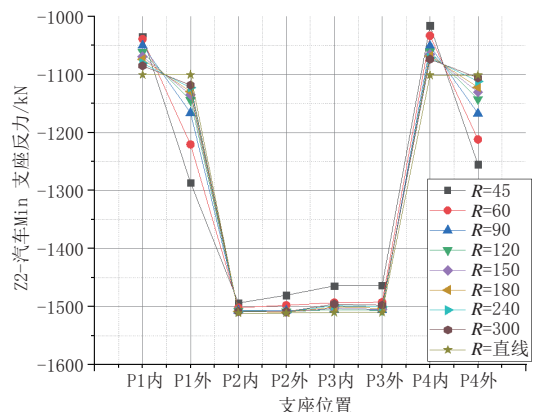
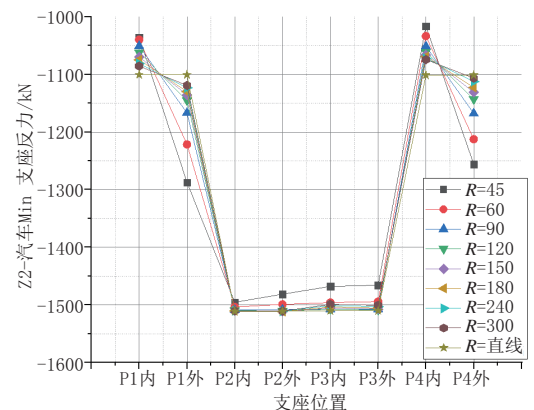


图34 汽车荷载 Min Z1 支座竖向反力与半径关系图(单位:kN)

图35 汽车荷载 Min Z2 支座竖向反力与半径关系图(单位:kN)
主梁横桥向剪力和弯矩均随主梁曲线半径减小而增大;

(2)采用Z1在成桥状态和温度荷载等作用下,制动支座位移约束方向会产生较大的横桥向水平力,进而导致桥墩墩底较大的横桥向水平力和弯矩;相同荷载作用下Z2横桥向剪力和横桥向弯矩均远小于Z1;但是Z2的纵桥向制动墩支座的纵向水平力均远大于Z1;两种支座布置形式,桥墩横桥向剪力和弯矩均随主梁曲线半径减小而增大。

(3)PC曲线梁桥采用Z1支座布置形式需要重点考虑每个桥墩横桥向制动支座对主梁约束导致的主梁横桥向剪力、弯矩,以及对下部桥墩的横桥向剪

(下转第63页)

组合剪力连接件的抗拉承载力有限元分析

张成¹, 吴沛峰¹, 成浩伟², 张若瑜²

(1.中国市政工程华北设计研究总院有限公司, 天津市 300074; 2.天津大学建筑工程学院, 天津市 300072)

摘要:为研究组合剪力连接件在PBL高度、贯通钢筋直径、孔径大小、栓钉直径对抗拉承载力和荷载-滑移曲线的影响,使用有限元软件ABAQUS建立组合剪力键模型,通过现有试验对比验证可行性并进行参数化分析。结果表明:增加PBL高度、贯通钢筋直径、开孔孔径、栓钉直径能提高抗拉承载力。其中,增加PBL高度对抗拉承载力的增幅效果并不显著;开孔孔径与承载力之间并不是呈线性增长关系;当贯通钢筋直径从12 mm增加至16 mm时,构件的承载力有了显著提升;栓钉直径提升至16 mm时,构件的极限承载力明显增大;根据叠加原理,建立了组合剪力连接件抗拉承载力计算公式,计算值与数值模拟结果吻合度较高。

关键词:组合剪力连接件;有限元模型;抗拉承载力;荷载-滑移曲线

中图分类号: U441

文献标志码: A

文章编号: 1009-7716(2022)09-0059-05

0 引言

钢-混凝土组合结构是由钢结构与混凝土结构组合而成并共同受力的一种结构,合理结构能充分发挥二者的优势性能。随着钢-混凝土组合结构在工程运用中的大量普及,研究发现剪力连接件在组合结构的协同工作中起到重要作用,国内的设计合理化与施工规范化使得PBL剪力连接件^[1-3]与栓钉连接件^[4-5]已成为国内使用范围最广的剪力连接件。

剪力连接件不仅需要抵抗钢梁与混凝土结构之间的剪力作用,还需要防止二者之间的掀起作用,当剪力连接件受剪时,由于钢梁与混凝土相互粘结的表面不平整以及混凝土与PBL剪力键、栓钉的泊松比不同,当两者产生相对位移时会产生表面分离^[6]。由此国内外学者对栓钉剪力键和PBL剪力键进行大量的研究与试验,围绕开孔孔径、埋置深度、环境温度、栓钉头部直径等因素,就其荷载-滑移曲线与极限抗拉承载力计算公式开展研究工作。谢剑等^[7]通过静力试验研究不同低温和不同埋深下对栓钉连接件抗拉性能的影响;李现辉等^[8]设计出腹板嵌入式为等腰梯形的剪力连接件,通过拔出实验得出破坏机理与拔出承载力;薛辉等^[9]通过自主设计加载装置来试验剪力连接件的极限抗拉承载力、相对位移、破坏状态,并由实验结果拟合出相匹配的极限抗拉拔的计算公式。

然而,目前少有多种连接件的共同作用的抗拉承载力的研究工作,当PBL连接件和栓钉连接件组合工作时,可能在抗拉承载力及其计算公式上发生改变,本文采用数值模拟的方法进行分析,以期对多排组合剪力连接件的抗拉承载力的深入研究提供参考。

1 有限元模型

1.1 建立有限元模型

为研究组合剪力键的抗拉机理与力学性能,本节采用有限元软件ABAQUS建模。采用文献[6]中T-C构件模型,以PBL和栓钉组合剪力键的抗拉性能作为研究对象。由于工字钢的腹板对组合剪力键的抗拉不作影响,故将工字钢简化为钢板。有限元模型由钢板、栓钉、PBL剪力键、贯通钢筋、混凝土组成,将PBL剪力键与栓钉放置于钢板的上平面,PBL剪力键的尺寸为长200 mm,宽16 mm,高80 mm,其中部存在直径为40 mm的孔洞,贯通钢筋选用直径为10 mm的HPB400钢筋,栓钉使用加工直径为10 mm、长度为80 mm的Q235圆钢,强度等级为C50的混凝土下表面与钢板上表面相互接触,即PBL剪力键、栓钉和贯通钢筋均埋置于混凝土中。整体构件主要由一个PBL剪力键、四个栓钉及混凝土樁进行受力,模型见图1。

根据《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[10],混凝土采用塑性损伤模型(见图2),将C50混凝土材料的各项参数输入ABAQUS,钢板、PBL剪力键和贯通钢筋的本构关系采用双折线模型,栓钉拉伸屈服后仍能提供一定的抗力,故本构关系采用双斜线模型。

收稿日期: 2021-11-05

作者简介: 张成(1990—),男,本科,工程师,从事桥梁结构设计工作。

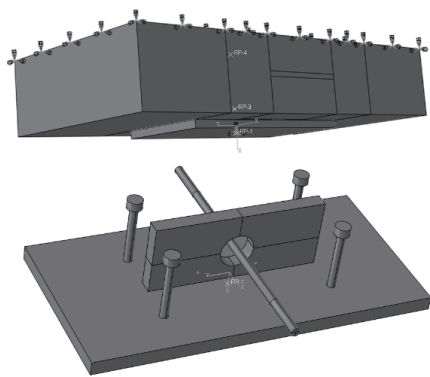


图1 组合剪力键有限元模型图

材料属性采用参考文献[6]中提供的数据。有限元模型中钢材、栓钉的应力应变曲线见图3、图4。

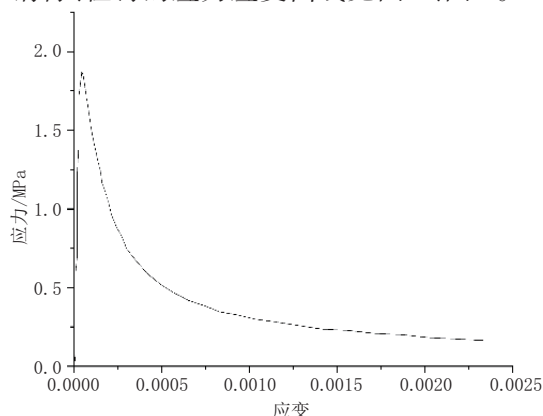


图2 C50混凝土塑性损伤模型

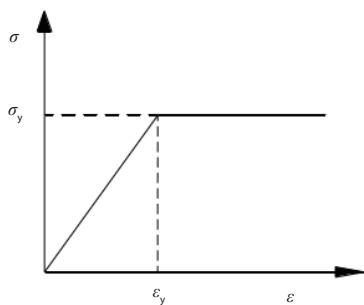


图3 有限元模型中钢材的应力应变曲线关系

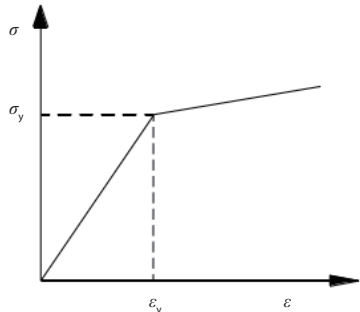


图4 有限元模型中栓钉的应力应变曲线关系

钢板与混凝土,混凝土与栓钉、PBL剪力键和贯通钢筋之间采用表面与表面接触模式来模拟粘结作用,且计算过程中不考虑贯通钢筋的滑移作用。切向行为以罚函数进行模拟,摩擦系数为0.2;法向行为采用硬接触并允许接触分离。钢板与PBL剪力键、栓

钉之间采用tie接触模式来模拟焊接。

加载时将混凝土的上表面自由度全部约束,以钢板的下表面作为加载面,并通过RP-1进行耦合,使其只能在竖直方向(U3)发生位移加载。

1.2 验证有限元模型

为验证上述有限元模型的可行性,将上述模拟结果与文献[6]计算的实验结果进行对比,荷载滑移曲线见图5,不难看出模拟结果与实验结果在数值与变化上相近。其中模拟结果的极限抗拉承载力为127.46 kN,实验结果的极限抗拉承载力为129.04 kN,其误差为1.23%。表明模拟效果良好,可进行组合剪力连接件抗拉承载力的有限元分析。

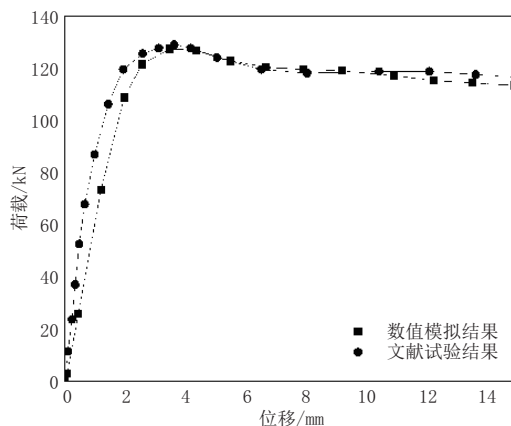


图5 数值计算结果和文献试验结果对比图

2 参数化分析

目前,国内缺乏组合剪力键的抗拉能力试验,本次有限元模拟结果将对抗拉承载力的计算公式提供参考。本次模型考虑了在不同的贯通钢筋直径、PBL剪力键的孔径、栓钉直径下的承载能力,对10个构件进行有限元模拟,构件参数见表1,有限元模拟见图6。

表1 构件尺寸参数

构件编号	开孔直径 /mm	贯通钢筋直径 /mm	栓钉直径 /mm	PBL高度 /mm
C30-10-10-80	30	10	10	80
C35-10-10-80	35	10	10	80
C40-10-10-80	40	10	10	80
C40-12-10-80	40	12	10	80
C40-16-10-80	40	16	10	80
C40-10-13-80	40	10	13	80
C40-10-16-80	40	10	16	80
C40-10-10-90	40	10	10	90
C40-10-10-100	40	10	10	100
C40-10-10-120	40	10	10	120

通过4组共10个构件的荷载-滑移曲线的对比,不难发现栓钉直径的变化对构件极限抗拉承载力的影响最大。由图6(a)可看出,开孔孔径与承载力

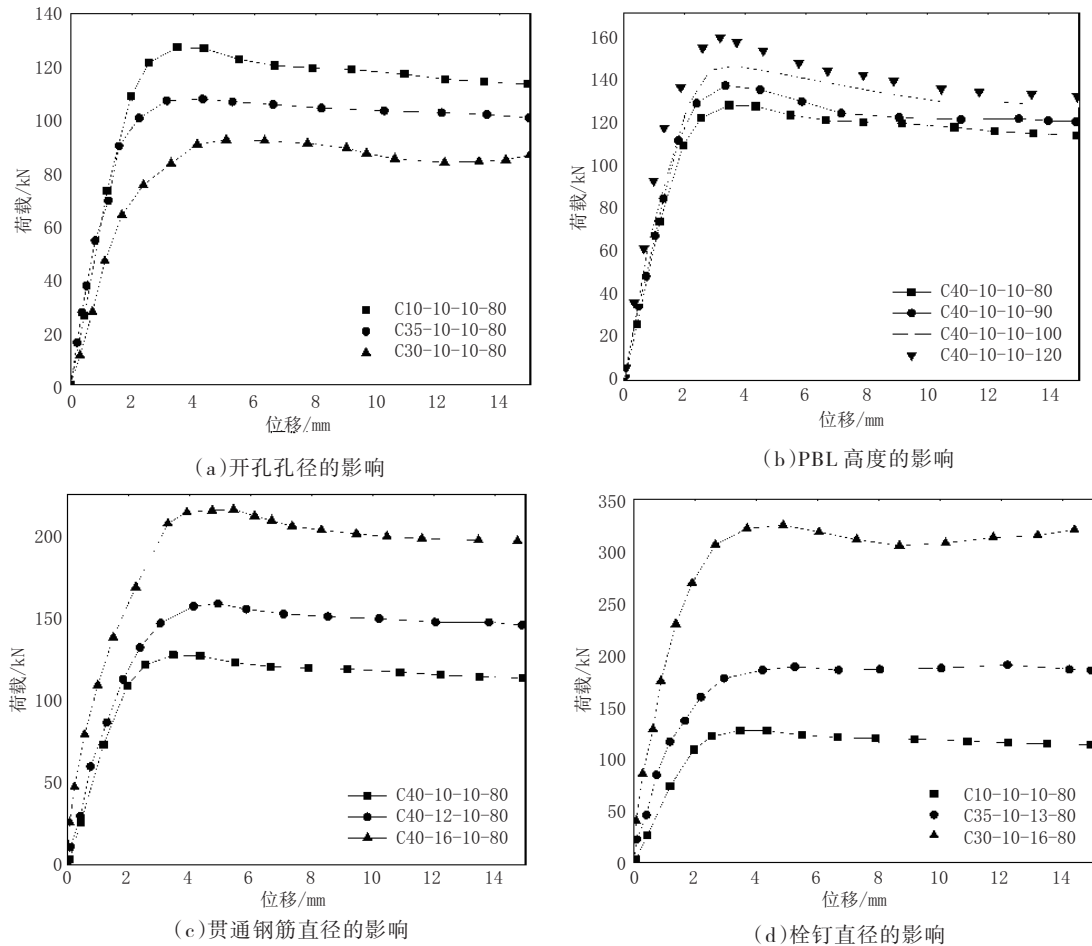


图6 有限元模拟

之间并不是呈线性增长关系;如图6(d)所示,栓钉直径小于13 mm时,荷载随着直径的增大而增大,且在位移为4 mm后,变化程度相对平缓;当栓钉直径提升至16 mm时,构件的极限承载力明显增大,说明此时发生的破坏主要为混凝土的挤压破坏。贯通钢筋对承载力的影响效果图为图6(c),当贯通钢筋直径在12 mm以下时,抗拉承载力提升较小,当直径从12 mm增加至16 mm时,构件的承载力有了显著提升;图6(b)代表PBL剪力键的高度对荷载-滑移曲线的影响,可以看出增加高度能提高极限承载力,但效果并不显著。

3 组合剪力键承载力计算公式

3.1 PBL 剪力键抗拉承载力计算公式

实际上,贯通钢筋的直径、PBL剪力键的高度、孔径大小均会对其抗拉承载力产生影响。国内外学者均对其分析研究并整理出相应计算公式,本文结合了薛辉公式、胡建华公式、Young-Ho Kim公式、Hosaka公式、薛伟辰公式^[5,9,11-13]五种计算方法,根据收集到的数据进行计算值与理论值的对比,结果见图7。其中, P_c 为PBL剪力键的抗拉承载力计算值,

P_e 为PBL剪力键的抗拉承载力实验值。

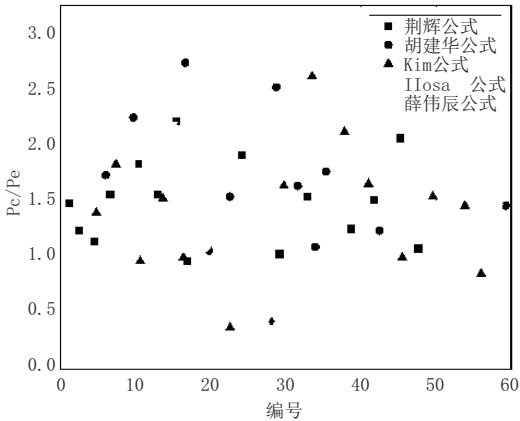


图7 PBL 剪力连接件抗拉承载力计算值与实验值的比值

从图7可知,上述五种计算方法所得到的结果平均值分别为:1.39,1.67,1.88,1.46,1.32,标准差分别为0.27,0.39,0.43,0.63,0.46。由此可知薛辉所著论文中的计算公式与实验数据较为符合,综合考虑贯通钢筋与混凝土及混凝土樁的剪切作用,推出计算公式为:

$$T_u = 0.0081 \times \frac{1}{20} B H^2 f_{cu,k} + 0.4956 \times \frac{\pi}{4} D^2 f_{cu,k} + 2 \times \frac{\pi}{4} d_r^2 f_{vd} \quad (1)$$

式中: B 为PBL剪力键的厚度,取16 mm; H 为剪力键的高度; $f_{cu,k}$ 为混凝土立方体抗压强度标准值,取32.4 MPa; D 为孔洞直径; d_r 为贯通钢筋直径; f_{vd} 为贯通钢筋抗剪强度设计值。

3.2 栓钉剪力键抗拉承载力计算公式

当混凝土中的栓钉受拉屈服后,产生的破坏形式有混凝土被压碎,栓钉达到极限受拉承载力破坏。本文采用了蔺钊飞公式,马原公式和EC4规范公式^[14-16]三种计算方法,并通过收集到的栓钉连接件实验结果进行计算值与理论值对比,结果见图8。其中 T_c 为栓钉剪力键的抗拉承载力计算值, T_e 为栓钉剪力键的抗拉强度实验值。

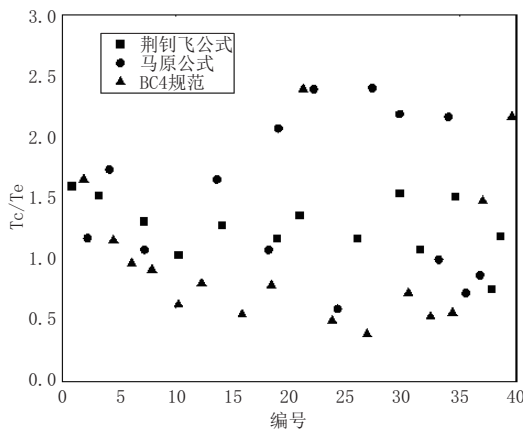


图8 栓钉剪力连接件抗拉承载力计算值与实验值的比值

从图8可知,上述三种计算方法所得到的结果平均值分别为:1.38,1.50,0.98,标准差分别为0.12,0.53,0.49。从以上计算结果可知,蔺钊飞所著论文中提及的计算公式与实验数据较为符合,其计算公式为:

$$N_{sa} = 4 \times 0.9 A_{se,N} \times f_{uta} \quad (2)$$

$$\text{或 } N_{cb} = 4 \times 1.05 \times h_{ef} (h_{ef} + d_h) \times \sqrt{f'_c} \quad (3)$$

式中: N_{sa} 为栓钉拉断时的抗拉承载力; $A_{se,N}$ 为栓钉杆部截面面积; f_{uta} 为栓钉材料极限抗拉强度,可取370 MPa; N_{cb} 为混凝土掀起破坏时的抗拉承载力; h_{ef} 为栓钉有效埋入深度,为栓钉头底部至混凝土下底面的距离,取70 mm; d_h 为栓钉头部直径; d_s 为栓钉杆部直径; f'_c 为混凝土圆柱体抗压强度, $f'_c = 0.79 f_{cu,k}$ 。

3.3 组合结构的抗拉承载力计算公式

由上述计算结果可知,将计算PBL剪力键和栓钉剪力键抗拉承载力公式叠加后作为组合结构剪力连接件的计算公式,并将已知数据代入后可简化,即:

$$N_u = 0.008 \times \frac{1}{20} B H^2 f_{cu,k} + 0.495 \times \frac{\pi}{4} D^2 f_{cu,k} +$$

$$\frac{\pi}{2} d_r^2 f_{vd} + 3.6 A_{se,N} \times f_{uta} \quad (4)$$

$$N_u = 0.008 \times \frac{1}{20} B H^2 f_{cu,k} + 0.495 \times \frac{\pi}{4} D^2 f_{cu,k} + \frac{\pi}{2} d_r^2 f_{vd} + 4.2 \times h_{ef} (h_{ef} + d_h) \times \sqrt{f'_c} \quad (5)$$

其中,式(4)适用于钢钉发生拉断破坏的情况,式(5)适用于混凝土发生掀起破坏的情况。将本文数值模拟的10种计算结果与公式计算结果进行对比,见图9。

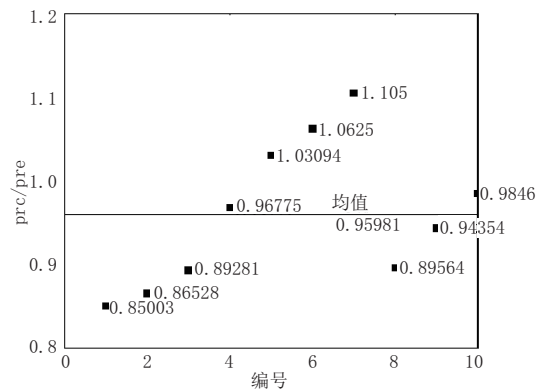


图9 组合剪力连接件抗拉承载力计算值与实验值的比值

图9中为数值模拟最终计算结果,为公式最终计算结果,可知两者比值的平均值为0.96,标准差为0.16。计算结果良好,表明式(4)或者式(5)可用作组合剪力键抗拉承载力的相应计算。

4 结论

本文针对组合剪力连接件的抗拉拔能力进行了有限元分析,并基于叠加原理提出了一种抗拉承载力计算公式,由此得出以下结论:

(1)本文利用有限元软件验证了模型的正确性,利用该模型分析研究了四种不同情况下的抗拉承载力变化情况及荷载-位移曲线,并依据模拟结果建立计算公式。

(2)由参数分析可知,增加PBL剪力键高度,孔径直径,贯通钢筋直径,栓钉直径均可不同程度地提高组合剪力连接件的抗拉承载力。其中,栓钉直径和贯通钢筋直径对数值计算结果的影响较大,当贯通钢筋直径在12 mm以下时,抗拉承载力提升较小,当直径从12 mm增加至16 mm时,构件的承载力有了显著提升;当栓钉直径小于13 mm时,发生的破坏一般为栓钉拉断,当栓钉直径提升至16 mm时,混凝土被压碎的可能性较高;PBL剪力键的高度对承载力的提高效果并不显著,且高度与承载力之间并不是线性增加关系。

(3)基于收集到的实验数据和国内外学者提出的公式,整合后通过数值模拟进行验证,认为结果吻合良好,可作为组合连接件设计计算的参考。

参考文献:

- [1] 肖林,李小珍,卫星.PBL 剪力键静载力学性能推出试验研究[J].中国铁道科学,2010,31(3):15-20.
- [2] 杨欣松,王志宇,付磊,等.PBL 剪力连接件的推出及拔出试验力学性能研究[J].四川理工学院学报(自然科学版),2017,30(2):71-76.
- [3] 宗周红,车惠民.剪力连接件静载和疲劳试验研究[J].福州大学学报(自然科学版),1999,27(6):61-66.
- [4] Dennis L,Ehab E.Behavior of headed stud shear connectors in composite beam[J].Journal of Structural Engineering,2005,131(1):96-107.
- [5] Xue W C,Ding M,Wang H,et al.Static behavior and theoretical model of stud shear connectors[J].Journal of Bridge Engineering,2008,13(6):623-634.
- [6] 赵本露.钢-纤维陶粒混凝土组合梁组合剪力连接件力学性能[D].武汉:武汉科技大学,2019.
- [7] 谢剑,亢二聪,严加宝,等.低温环境下栓钉连接件抗拉拔性能研究[J].建筑结构学报,2019,42(1):386-394.
- [8] 李现辉,李国强.腹板嵌入式组合梁抗剪连接件拔出试验[J].建筑科学与工程学报,2009,26(1):43-48.
- [9] 薛辉,王志宇.PBL 与 PZ 型剪力连接件抗拉拔性能试验[J].四川大学学报,2016,48(6):68-76.
- [10] GB 50010—2010,混凝土结构设计规范[S].
- [11] 胡建华,叶梅新,黄琼.PBL 剪力连接件承载力试验[J].中国公路学报,2016,19(6):65-72.
- [12] Young-Ho Kim,Jae-Yoon Kang,Hyun-Bon Koo,et al.Pull-Out Resistance Capacity of a New Perfobond Shear Connector for Steel Pile Cap Strengthening[J].Advances in Materials Science and Engineering,2016.
- [13] Hosaka T.Study on shear strength and design method of perfobond strip[J].Japanese Journals of Structural Engineering,2002.
- [14] 蔺钊飞,刘玉擎.焊钉连接件拉剪相关关系模型实验[J].中国公路学报.2015,28(1):80-86.
- [15] 马原.组合结构栓钉连接件抗拔性能研究[D].北京:清华大学,2015.
- [16] Eurocode 4,Design of Composite Steel and Concrete Structures[S].2005.

~~~~~  
(上接第 58 页)

力和弯矩;采用 Z2 支座布置形式需要重点考虑纵桥向制动支座对主梁约束产生的方向相反的纵向力水平力和桥墩扭矩;在设计分析计算时,需要按照实际考虑桥墩刚度和支座刚度,并依据计算结果核实支座水平力是否满足要求,主梁与桥墩的构造和配筋是否满足要求。

#### 参考文献:

- [1] 范立础.桥梁工程[M].北京:人民交通出版社,2001.
- [2] 项海帆,等.高等桥梁结构理论[M].北京:人民交通出版社,2013.
- [3] 徐栋,赵瑜,刘超.混凝土桥梁结构实用精细化分析与配筋设计[M].北京:人民交通出版社,2013.
- [4] 邵容光,夏滢.混凝土弯梁桥[M].北京:人民交通出版社,1994.

# 椭圆形钢塔双索面独塔斜拉桥设计

杨智贵

(广州市市政工程设计研究总院有限公司, 广东 广州 510080)

**摘要:** 灵新大道十七涌桥为椭圆形钢塔双索面独塔斜拉桥, 是一种新颖独特的桥梁结构形式, 主塔采用门拱构造, 寓意经济腾飞, 主梁采用鱼腹式断面, 与主塔外形相呼应, 整座桥梁造型优美。该桥为部分斜拉桥, 主塔为钢混混合桥塔, 下塔柱采用混凝土结构, 其余为钢结构。主梁采用混凝土结构, 墩梁处设支座连接, 塔梁分离。该文从桥梁总体设计、结构设计两方面论述桥梁的设计思路 and 主要技术特点。采用有限元软件 Midas 建立梁格模型进行仿真分析, 掌握了宽箱断面各腹板的受力特性, 索力的传递规律与腹板受力不均匀性。其研究成果可为同类型桥梁设计、计算提供参考。

**关键词:** 椭圆形钢塔; 钢混混合塔; 独塔斜拉桥; 双索面

**中图分类号:** U442.5

**文献标志码:** B

**文章编号:** 1009-7716(2022)09-0064-03

## 1 工程概述

灵新大道工程位于南沙区珠江街、万顷沙镇, 是一条西北至东南走向的道路。起点接二涌半番中公路, 沿线跨越三涌~十八涌, 下穿南沙港快速路, 经百万葵园、南沙湿地, 终点至十八涌半。全长约 16.6 km。

十七涌桥位于灵新大道 K15+418.7 处, 跨越万顷沙十七涌, 桥轴线与航迹线正交。航道等级为内河 IX 级航道, 单孔双向通航, 通航孔净宽不小于 28.2 m, 净高不小于 3 m, 通航水位采用洪水重现期 5 a 一遇洪水位 5.966 m。

## 2 桥梁总体设计

### 2.1 需求定位

灵新大道改扩建工程属于广东省重点建设项目, 道路连接自贸试验区明珠湾起步区、南沙枢纽、万顷沙保税港加工制造业区块, 同时也为粤港深度合作区、南沙站综合交通枢纽提供交通支撑。其建设对解决区域交通问题、促进沿线经济发展有着非常重要的作用。根据规划, 灵新大道是南沙新区南部重要的生态景观廊道。该工程结合区域发展规划、环境景观、地方历史文化特色等, 按高标准、精细化建设全线跨河涌桥梁, 全面提升道路景观标准, 展现区域地方文化特色, 打造城市文化新名片。

### 2.2 地形地貌

桥位处地势平坦, 河涌水系发达, 较好地保持了传统岭南水乡的地貌。

### 2.3 总体设计要点

#### 2.3.1 平纵横布置

桥梁平面根据总体路线走向确定, 位于半径为 1 500 m 的圆曲线上。桥梁南北侧纵坡均为 4.0%, 竖曲线半径为 1 800 m。横断面考虑车道、人行道、拉索布置等, 桥梁全宽 45.5 m, 满足交通需求。

#### 2.3.2 孔跨布置和桥型方案

桥梁为椭圆形钢塔双索面独塔斜拉桥, 跨径布置为 (40+60+40) m, 边中跨比为 0.667。主跨 60 m 跨越万顷沙十七涌, 满足通航净空要求, 见图 1、图 2 所示。

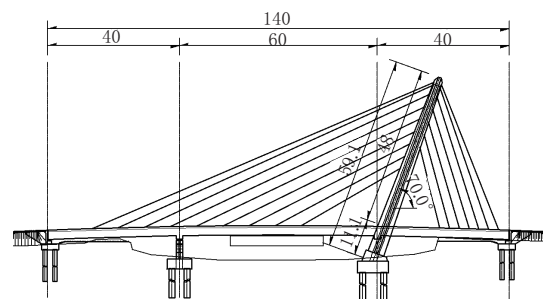


图1 桥梁桥型布置图(单位:m)



图2 桥梁效果图

收稿日期: 2021-12-30

作者简介: 杨智贵(1991—), 男, 本科, 工程师, 从事桥梁工程设计工作。





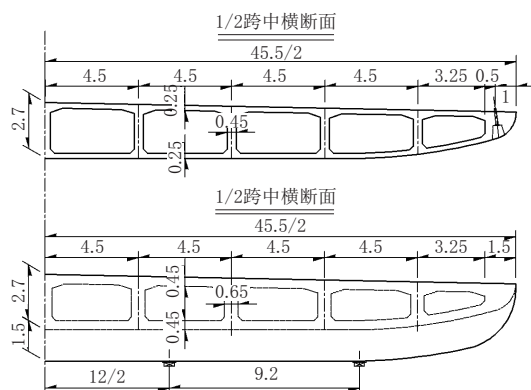


图5 主梁横断面图(单位:cm)

的能力。斜拉索在索塔端用叉耳式锚,在主梁端采用冷铸锚。拉索规格有 GJ15-5、15-7、15-9 三种,拉索设计安全系数大于 2.5<sup>[4]</sup>。

## 4 整体结构计算

### 4.1 模型及参数

所示模型,根据桥梁实际几何尺寸,材料类型,施工顺序采用有限元软件 MIDAS 建立梁格模型进行分析。该模型共计 2 729 个单元,2 129 个节点。(见图 6)

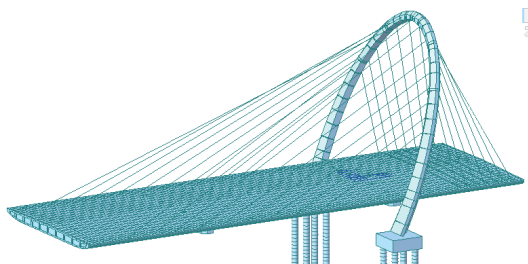


图6 全桥计算模型图

### 4.2 主要计算结果

#### 4.2.1 主梁腹板内力

基本组合下主梁腹板内力结果见图 7 所示。

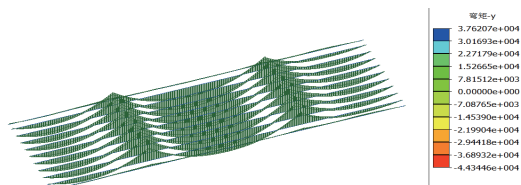


图7 基本组合下主梁内力结果图(单位:kN/m)

由图 7 可知,基本组合下,边腹板中支点处弯矩最大值为 37 300 kN·m,中腹板中支点处弯矩最大值为 44 260 kN·m,效应比值为 1:1.186,宽箱室腹板内力分布具有明显的不均匀性。

#### 4.2.2 主梁应力

主梁按 A 类构件验算,频遇组合下,主梁顶、底缘均未出现拉应力,满足规范要求(见图 8)。其中:顶缘最小压应力为 1.6 MPa(中支点顶缘),底缘最小

压应力为 1.0 MPa(边支点底缘)。标准组合下,主梁最大压应力 11.1 MPa(中支点底缘) $<0.5 f_{ck}=0.5 \times 32.4=16.2$  MPa,均满足规范要求。

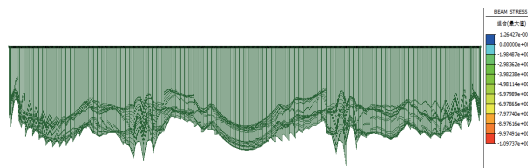


图8 频遇组合下腹板应力结果图(单位:MPa)

#### 4.2.3 主塔应力

基本组合下,钢塔段最大应力为 94.8 MPa,小于 Q355C 钢容许应力值,下塔柱混凝土段最大拉应力为 4 MPa(见图 9)。下塔柱段共设置 24 束 17 孔钢绞线平衡拉应力,保证拱脚全截面受压。

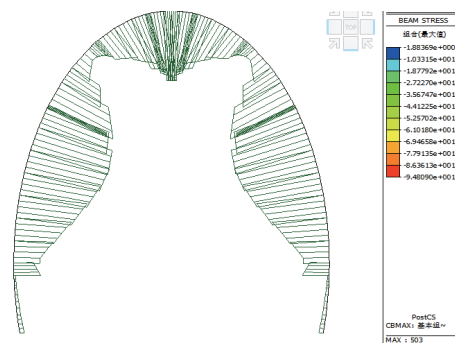


图9 基本组合下主塔应力结果图(单位:MPa)

#### 4.2.4 拉索应力

该桥拉索与主梁夹角为 23.1~76.3°,主跨侧设拉索 9 对,边跨侧设拉索 7 对。主跨侧拉索最大拉应力 500.4 MPa,边跨侧拉索最大拉应力 504.5 MPa,拉索设计安全系数大于 2.5,均满足规范要求(见图 10)。

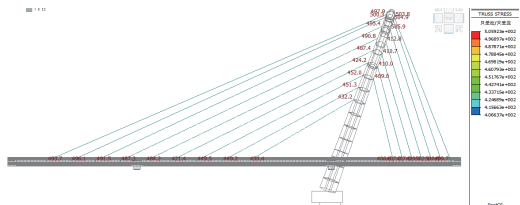


图10 基本组合下拉索应力结果图(单位:MPa)

#### 4.2.5 必须加强局部效应的研究

随着国内交通运输事业的不断发展,中等跨径宽箱斜拉桥越来越多,宽桥空间效应明显,需重点关注轴力滞、剪力滞、弯扭耦合、横向计算等问题的研究,以能更好地指导设计。

## 5 结语

该桥作为灵新大道重要节点工程,其设计遵循“景观、功能”的原则,将桥塔设计为“光门”的造型,尽显桥梁柔性之美。整体结构在功能和形式上和谐统一,均衡稳定,给南沙区注入了新的生机与活力。

# 中兴大桥人非过江系统设计关键技术

何武超<sup>1</sup>, 谢波<sup>2</sup>

[1.上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司,上海市200092;2.宁波通途投资开发有限公司,浙江宁波315010]

**摘要:**城市跨越江河外延发展,随之而来的是大量过江机动车与人非出行需求,需要建设通道予以解决并做好与江河两岸路网的衔接,以保证跨江通道功能的发挥。介绍了宁波中兴大桥开展的人非过江系统的基本前提、总体方案比选、慢行系统交通组织、下层人非通道结构设计等研究情况,为中兴大桥的人非通道的设计和建造打下了坚实的基础。研究表明:主桥应选用缓坡推行方案设计慢行系统;主桥段人非系统布置于主梁下缘,引桥段非机动车道布置于机动车道下层;南、北两岸分别经江东北路、规划支路灯控平交“转换”后上桥,缓坡推行上桥;人行及非机动车则利用主墩周围空间设置电梯及环形楼梯上下桥;下层人非通道结构纵断面设计应分为四个区段,即主跨及部分边跨的标准悬臂段、挑臂根部位于腹板边缘的过渡段A、挑臂根部位于腹板内侧的过渡段B、边跨汇合段。

**关键词:**宁波中兴大桥;人非过江系统;关键技术;设计

中图分类号:U442.5

文献标志码:B

文章编号:1009-7716(2022)09-0067-04

## 1 工程背景

中兴大桥及接线工程(江南路-青云路)南起江东区中兴路与江南路交叉口,北至江北区青云路,全长2.62 km。新建中兴大桥主线按双向6车道考虑,跨江主桥设人行道和非机动车道。道路等级:城市主干路;设计速度:60 km/h;主桥为矮塔斜拉桥,主跨400 m一跨过江,桥梁全长约1.7 km,设上下匝道两对,人非系统随桥过江;主桥,引桥及接线工程按城市主干路标准,引桥范围地面道路工程按城市次干路标准,匝道涉及的大庆北路地面道路按城市主干路标准<sup>[1]</sup>。

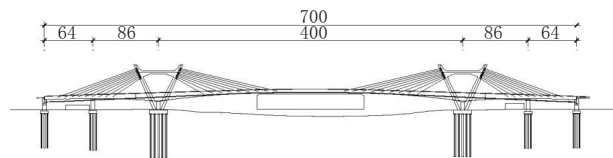


图1 宁波中兴大桥总立面布置图(单位:m)

## 2 人非过江系统设置分析

### 2.1 基本前提与总体原则

现状甬江两岸慢行系统过江通道如下:

(1)外滩大桥设计非机动车“骑行”过江;

(2)庆丰桥设人非“推行”梯道,现状管理通过缩减机动车道增设非机动车道,纵坡大(3.54%,坡长725 m),按骑行管理;

(3)常洪隧道设计无人非通道,大修后增设非机动车道,但宽度窄(约1.2 m)、纵坡大(4.5%),舒适性较差,按骑行管理;

(4)明州大桥设人非“推行”梯道,现状部分非机动车“骑行”至桥面,安全性较差。外滩大桥至明州大桥约10.5 km,无合适的人非过江通道,但现状慢行交通功能需求大,因此:中兴大桥应满足人非“骑行”或“推行”过江的需求。

《城市道路交叉口设计规程》(CJJ 152—2010)中给出了依据相交道路等级、机动车交通流量的不同而设定的喇叭型苜蓿叶型等多种立交节点的布设形式<sup>[2]</sup>,但针对人非出行需求较高且无法设置地面辅助系统的跨江城市道路,可以参考的成熟技术方案目前尚且缺乏。

出于绿色低碳和安全、舒适、经济的出行理念,人非过江系统的设置总体应遵循以下原则<sup>[3]</sup>:

第一,与两岸人非通道的规划相协调,南岸江东北路平面交叉口人非通道衔接,北岸考虑接至规划支路。

第二,人非过江系统与机动车系统互不干扰、相互独立,保证快速路系统的通行效率。

第三,人非过江系统的设置保证人非交通的安全、舒适,平面线形顺畅,纵坡平缓满足规范。

第四,人非过江系统结构尺寸的确定与通行的非机动车类型、流量以及行人流量等相匹配,在确保其基本交通功能的前提下,做到安全舒适,实现人非过江与观景相结合,打造成富有特色的人非空间。

收稿日期:2022-07-19

作者简介:何武超(1982—),男,硕士,高级工程师,从事桥梁工程设计及管理工作。

## 2.2 总体方案比选

### (1) 缓坡推行方案

方案布置见图2。主桥段人非系统布置于主梁下缘(见图3),引桥段非机动车道布置于机动车道下层(见图4)。

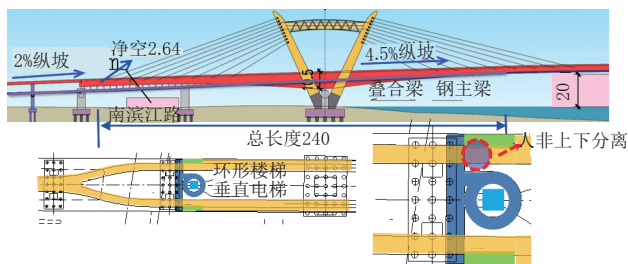


图2 缓坡推行方案慢行系统布置图

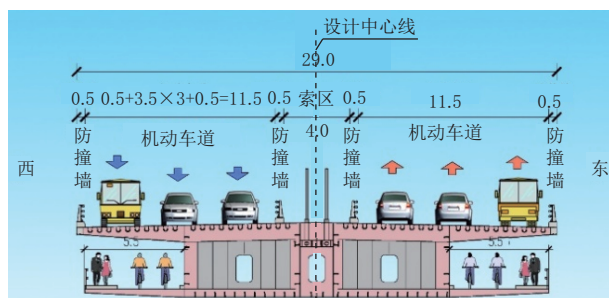


图3 主桥人非通道横断面布置图(单位:m)

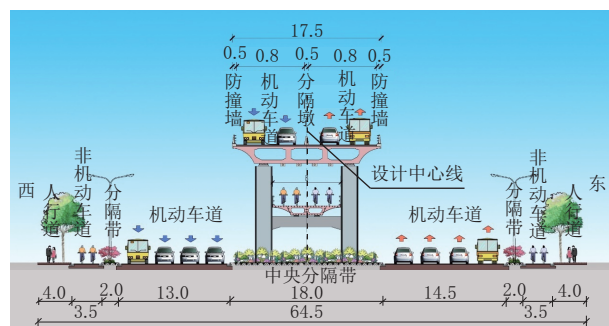


图4 引桥北岸人非通道横断面布置图(单位:m)

南岸非机动车经江东北路灯控平交“转换”后上桥(非机动车道布置与机动车道下层),4.45%纵坡缓坡推行约213 m,2.0%纵坡缓坡推行60 m,至主桥段后非机动车道转至外侧,通过4.5%纵坡缓坡推行约240 m上桥。电动车可参照庆丰桥模式,实际运营阶段实行骑行管理。

北岸非机动车经规划支路灯控平交“转换”后上桥(非机动车道布置与机动车道下层),4.4%纵坡缓坡推行约185 m,2.0%纵坡缓坡推行60 m,至主桥段后非机动车道转至外侧,通过4.5%纵坡缓坡推行约240 m上桥。电动车参照庆丰桥模式,实际运营阶段实行骑行管理。

人行及非机动车:通过主墩处电梯及环形楼梯抵达主墩下层平台(提升高度约12 m),汇合后走外侧人非通道。

方案特点:非机动车缓坡推行或通过主墩处垂直电梯上下桥,并提供电动车“骑行上桥条件”。同时慢行系统造价低、占地少、骑行行程相对较短,景观效果好。此方案在工程实践上已有不少成功应用。

如图5所示,宁波庆丰桥双向8车道桥面外侧划出慢行通道,供自行车“骑行”,交通警示为“推行”。其中江北侧主线纵坡3.5%,坡长424 m;江东侧主线纵坡3.53%,坡长725 m;A匝道最大纵坡4.5%,坡长159 m;D匝道最大纵坡4.9%,坡长272 m。

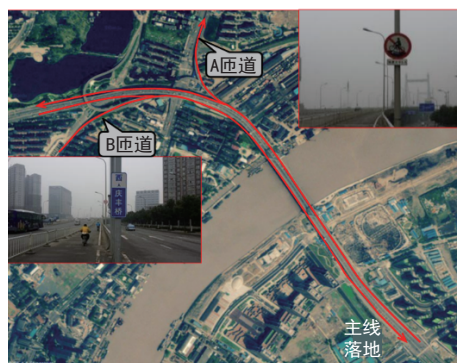


图5 宁波庆丰桥慢行系统布置图

如图6所示,青林湾大桥双向8车道桥面外侧划出慢行通道,供自行车“骑行”,交通警示为“推行”。过江自行车姚江北岸通过主线落地,南岸通过平行匝道落地。下匝道最大纵坡4.4%,上匝道最大纵坡4.3%。

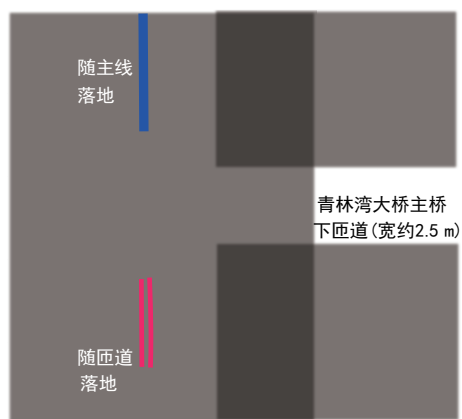


图6 宁波青林湾大桥慢行系统布置图

### (2) 局部展线骑行方案

如图7所示,主桥段人非系统布置于主梁下缘,引桥段非机动车道布置于机动车道下层;南、北两岸分别经江东北路、规划支路灯控平交“转换”后上桥,至主桥段后转至外侧,并设环形匝道(半径30 m)实现提升高度6.75 m的衔接要求,从而实现非机动车全线骑行。

人行:在主墩处设电梯及环形楼梯至主墩下层平台(提升高度约12 m),汇合后走外侧人非通道。

方案特点:两侧引桥段非机动车布置在车行道





图 7 局部展线骑行方案慢行系统效果图

下层(居中),避开轨交3号线中兴大桥南站,避风雨、行车安全,可实现全骑行。景观效果稍差,占地范围较大,造价相对较高。

### (3) 局部推行方案

如图8所示,主桥段人非系统布置于主梁下缘,引桥段非机动车道布置于机动车道下层;南、北两岸分别经南滨江路、北滨江路后从下层桥推至主桥段主梁下,按残疾人1:10缓坡推行(分三级坡道),总高差6.75 m,推行长度约85 m。



图 8 局部推行方案慢行系统效果图

人行:在主墩处设电梯及楼梯至主墩下层平台(提升高度12 m),汇合后走外侧人非通道。

经过安全性测试实例,发现助动车上坡加动力推行具有可操作性;重型助动车可上坡骑行;助动车下坡需带刹车推行,下坡骑行具有一定的安全风险。

方案特点:慢行系统对景观影响小,线路短,但非机动车需要局部“推行”,骑行不顺畅,存在一定的安全风险,且管理困难。

综合以上三种非机动车过江方案的优缺点,缓坡推行方案能够实现助动车安全骑行,造价低,景观效果好,人力车推行坡度小,定为推荐方案。

## 2.3 慢行系统交通组织

推荐方案中南北两岸非机动车道经过江东北路(净空3.5 m)、规划支路(2.5 m净空)两个“信号灯”节点转换;并实现非机动车道和机动车道“转换点分离”(见图9),减少快慢交通系统相互干扰,提高两岸集散效率;主墩处电梯或环形楼梯,行人及非机动车可通过抵达主墩下层平台(提升高度约12 m),满足滨江区域非机动车过江需求。



图 9 慢行系统交通组织图

“缓坡推行方案”相对“展线骑行方案”两岸非机动车(主要流向)过江更直接、便捷。

## 3 下层人非通道结构设计

### (1) 人非通道主体结构设计

为满足人非“骑行”或“推行”过江的需求,主桥段人非系统布置于主梁下缘,引桥段非机动车道布置于机动车道下层。另通过主墩处电梯及环形楼梯抵达主墩下层平台(提升高度约9.6 m,汇合后走外侧人非通道,实现沿江两条道路的人非交通需求。

根据纵断面设计人非结构形式共分为四个区段,即主跨及部分边跨的标准悬臂段(见图10)、挑臂根部位于腹板边缘的过渡段A(见图11)、挑臂根部位于腹板内侧的过渡段B(见图12)、边跨汇合段(见图13)。标准段人非通道宽5.5 m,经主墩处通过人非梯道系统分流后边跨侧宽度3.75 m。

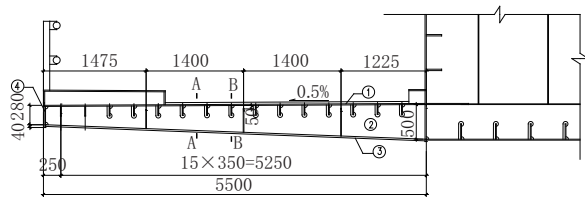


图 10 标准横断面(单位:mm)

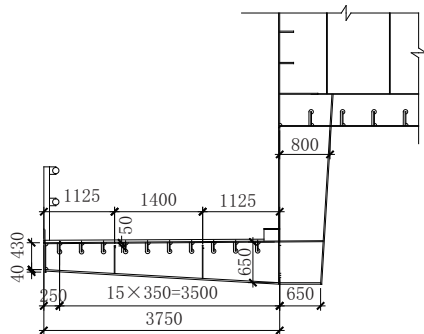


图 11 过渡断面 A(单位:mm)

人非桥面钢板厚12 mm,设100 mm×10 mm的I字肋纵向加劲,间距为350 mm。横向挑梁根部梁高0.5~0.65 m,底板宽0.48 m,板厚20 mm,挑梁腹板两侧对称设置竖向加劲肋,间距约1.4 m。

竖向向下挂构件采用工字型断面,梁高0.65~0.8 m,顶底板宽0.42 m,板厚18 mm。

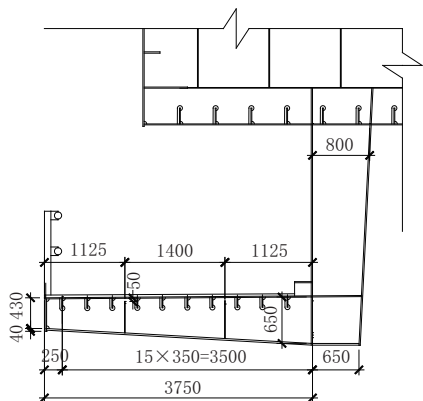


图 12 过渡断面 B(单位:mm)

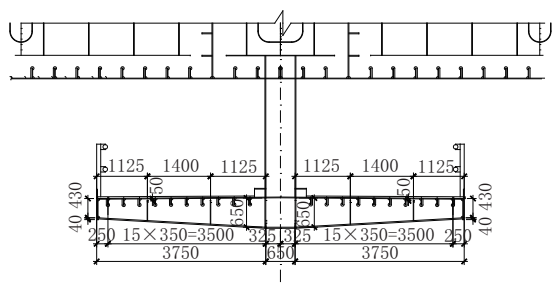


图 13 汇合段(单位:mm)

因人非通道纵坡较大,横坡取 0.5%满足排水要求。

为了减小主梁纵向总体受力对人非通道的影响,人非通道纵向每隔约 100m 设置一道横向断缝。因人非通道纵坡较大且处于上层主桥下层,雨水收集量不大,排水考虑自然排水。

## (2)人行道铝扣板结构设计

考虑减轻恒载重量、改善整体受力及动力特性,优化景观外形,降低施工及养护难度,节省费用等综合因素,主桥人行道铺装采用铝踏步板铺设。结构采用 6005-T5 合金铝踏步板。铝踏步板采用 A3Q253 镀锌钢连接件与人行道工字型小纵梁上翼缘固定。本工程采用 6005-T5 合金铝踏步板、路缘包角机械性能要求见表 2。

表 2 6005-T5 合金铝踏步板、路缘包角机械性能

|          |                                       |
|----------|---------------------------------------|
| 抗压弹性模量 E | $14 \times 10^4$ MPa                  |
| 抗拉极限强度   | 260 MPa                               |
| 屈服强度     | 240 MPa                               |
| 伸长率      | 10%                                   |
| 温度线膨胀系数  | $2.4 \times 10^{-4}/^{\circ}\text{C}$ |
| 维氏硬度     | 70~75S 及以下                            |
| 容重 r     | 27.0 kN/m <sup>3</sup>                |

本工程使用铝锭材质为 6005-T5 工业用铝合金,其硬度高、加工温度高,对模具材质有较高的要求。采用 H13 钢作为制造本模具使用的钢锭。为保证最终铺装效果,应根据现场实际条件,对铝踏步板宽度、长度、角度、凸台及每块截面的差距,进行详细

分析并加工模具,确保无误后方可加工批量铝板。

## (3)下层人非铺装

下层人非铺装采用甲基丙烯酸树脂铺装,具体技术指标及要求见表 3。

表 3 甲基丙烯酸树脂铺装

|        |                                |                              |
|--------|--------------------------------|------------------------------|
| 上封闭层   | 封闭胶                            | 用量:0.2~0.3 kg/m <sup>2</sup> |
| 铺装层    | 彩色防滑系统                         | 用量:2.0~3.5 kg/m <sup>2</sup> |
| 界面封闭层  | 甲基丙烯酸树脂                        | 用量:0.2~0.4 kg/m <sup>2</sup> |
| 铝扣板,钢板 | 喷砂除锈,清洁度 Sa2.5 级,粗超度 50~100 um |                              |
| 总厚度    | 2~4 mm                         |                              |

施工说明如下:

a. 钢板喷砂除锈,清洁度 Sa2.5 级,粗超度 50~100 um,完成 3 h 内,开始施工防水(腐)层,该方案的界面封闭层是基于甲基丙烯酸树脂开发的防水粘结体。

b. 界面封闭层施工结束待其固化后,应尽快进行彩色防滑系统彩色防滑系统的施工。

c. 彩色防滑系统施工完毕后,根据实际固化情况,刷涂封闭剂,可以起到耐污,抗老化等能力。

## 4 结 论

本文从宁波中兴大桥人非过江系统的实际需求出发,介绍了人非过江系统设置的基本前提和总体原则出发,经过方案研究和比选、慢行系统交通组织和下层人非通道的结构与施工,可得出以下结论。

(1)主桥段人非系统布置于主梁下缘,引桥段非机动车道布置于机动车道下层;南、北两岸分别经江东北路、规划支路灯控平交“转换”后上桥,缓坡推行上桥。

(2)人行及非机动车则利用主墩周围空间设置电梯及环形楼梯上下桥。

## 参考文献:

- [1] 上海市政工程设计研究总院(集团)有限公司.中兴大桥及接线(江南路-青云路)工程主桥施工图设计文件[Z].2015.
- [2] 胡方健.南昌市朝阳大桥通航孔人非通道结构设计及研究[J].中国市政工程,2014(6):20-23.
- [3] 孙建渊,陈阶亮.城市桥梁双层交通的概念设计[J].桥梁建设,2006(2):39-42.
- [4] 张伟略,黄岩.城市骨干道路过江交通人非通道设置方案研究[J].城市道桥与防洪,2019(1):37-40.
- [5] 李超,李文龙.桥梁下悬挂人非通道设计及人致振动研究[J].中国市政工程,2020(4):95-97,106.

(下转第 90 页)

DOI:10.16799/j.cnki.csdqyh.2022.09.017

# 济宁市内环快速路桥梁工程总体设计

李永君, 宗志荣, 刘思维

[上海市政工程设计研究总院(集团)有限公司, 上海市 200092]

**摘要:** 济宁市内环快速路项目桥梁工程包含主线高架、互通立交4座、出入口匝道26对、跨京杭大运河桥2座、跨新兗铁路桥2座, 全线位于煤矿采空区。针对项目建设难点, 以绿色建造理念为指导, 桥梁设计大规模采用预制拼装技术, 建成山东省首座全预制拼装城市高架桥。重点介绍了该项目桥梁工程的总体设计、BIM设计、关键节点设计情况。工程建设期间, 桥梁全预制拼装技术的成功运用收到了良好社会效果。

**关键词:** 高架桥梁; 总体设计; 预制拼装; 跨运河; 跨采空区

**中图分类号:** U442.5

**文献标志码:** B

**文章编号:** 1009-7716(2022)09-0071-04

## 1 工程概况

济宁市位于山东省西南部, 淮海平原与鲁中南山地交接地带。长期以来, 因煤矿的压覆、采空等非可开发用地的阻隔以及京杭运河、新兗铁路、高速公路等屏障的割裂, 济宁市呈现多组团独立发展的空间结构。各组团间及其内部联系通道不足, 过境与到发交通叠加严重, 高峰时段关键节点拥堵严重。为改善城市交通出行环境, 促进各功能组团的融合、优化资源合理配置, 提升城市整体竞争力, 2017年济宁市政府提出构建主城区“两环八联+井字形快速路”的城市道路网, 内环快速路是其中的“核心一环”, 如图1所示。该项目线路全长41 km, 其中高架桥梁36 km, 地面道路5 km(见表1)。全线桥梁长度占比在88%以上, 有多座大跨径桥梁, 桥梁工程的总体设计尤为重要<sup>[1]</sup>。



图1 济宁市内环快速路总平面布置图

收稿日期: 2021-12-28

作者简介: 李永君(1978—), 男, 工学硕士, 教授级高级工程师, 从事桥梁设计咨询和研究工作。

表1 济宁市内环快速路规模统计表

| 序号 | 项目名称 | 道路总长/km | 桥梁总长/km | 桥梁面积/万 m <sup>2</sup> |
|----|------|---------|---------|-----------------------|
| 1  | 宁安大道 | 6.43    | 5.82    | 17.75                 |
| 2  | 济宁大道 | 12.62   | 7.91    | 24.51                 |
| 3  | 济水大道 | 10.65   | 10.65   | 35.79                 |
| 4  | 任城大道 | 11.30   | 11.30   | 43.45                 |
| 合计 |      | 41      | 35.68   | 121.5                 |

## 2 建设难点

该项目桥梁总体设计有以下难点问题:

- (1) 快速路沿现有道路敷设, 沿线多为建成区, 邻近物流园区, 靠近市政府, 施工期间交通影响敏感;
- (2) 济宁市是京津冀大气污染传输通道“2+26”城市之一, 施工期间, 对空气污染防治要求严格;
- (3) 快速路多次跨越京杭运河、老运河、新兗铁路和煤矿采空区等控制性节点, 条件复杂。

基于以上建设难点, 确定以大规模预制拼装为该项目的桥梁工程的主要施工技术。

## 3 设计理念

近年来, 在绿色建造理念的推动下, 国内城市高架桥建设越来越多地采用预制拼装施工技术。与传统的现浇施工方式相比, 预制拼装施工有以下优点<sup>[2]</sup>:

- (1) 预制拼装技术以工厂化专业生产代替施工现场人工浇筑作业, 减少了现场作业人员, 降低了施工安全风险, 同时提高了施工质量。
- (2) 构件在工厂中预制时, 可以同步开展管线搬迁, 缩短现场施工工期, 减少对交通的影响。
- (3) 降低施工能耗、排放和扬尘, 污染防治和文明



施工显著提升。

(4)预制场、设备和模板可以重复利用,降低工程造价,提高经济性。

济宁是“孔孟之乡”、“运河之都”、历史文化名城和滨水生态旅游城市。为了降低内环快速路建设对城市风貌的影响,桥梁工程总体设计遵循“标准化设计、工厂化预制、装配化施工”的绿色设计理念,在全线标准路段大规模采用预制拼装桥梁技术。施工期间,统筹规划运梁路线,集中建设桥梁预制场。图2为项目桥墩预制场。在跨越京杭运河时,桥型选用还充分考虑了与既有老桥的景观协调性(见图3)。

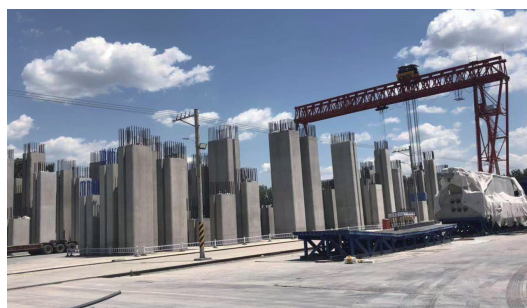


图2 桥墩盖梁预制场



图3 济宁大道跨京杭运河辅道桥

## 4 技术标准

- (1)道路等级:城市快速路。
- (2)主线车道:6车道。
- (3)设计车速:80 km/h。
- (4)汽车荷载等级:城-B级。
- (5)桥梁设计基准期:100 a。
- (6)设计安全等级:一级。
- (7)结构环境类别:Ⅱ类。
- (8)设计风速:100 a一遇, $V_{10}=27.2$  m/s。
- (9)地震基本烈度7度,水平向地震动峰值加速度0.05g,抗震设防分类乙类,抗震措施等级8度。

## 5 总体设计

### 5.1 跨径布置

城市高架桥的标准跨径一般在20~40 m,需综合考虑地质条件、运输重量、外观造型、经济指标等因

素。济宁主城区地貌类型属于冲积洪积平原亚区,桩基础采用钻孔灌注桩,按摩擦桩设计,桩基持力层为黏土或中砂,一般桩长在50 m左右。为降低预制构件的起吊重量,标准跨径采用27~31 m,3~4跨为一联。在横向路口处,为满足横向地面道路的交通需求,采用40 m、50 m、60 m跨径,路中不设桥墩<sup>[3]</sup>。

### 5.2 梁型选择

按照全预制拼装桥梁的设计理念,综合考虑桥梁景观、结构性能和跨径要求,高架桥标准段采用预制小箱梁。目前国内预制小箱梁一般采用“简支结构桥面连续”和“简支变连续结构”两种做法。根据该项目煤矿采空区场地稳定性分析与评价报告,无法采用路基方式、必须采用高架桥通过的采空区路段,建议采用简支结构桥梁,以适应可能发生的沉降,降低对结构安全的影响<sup>[4]</sup>。因此,预制小箱梁采用简支结构桥面连续。

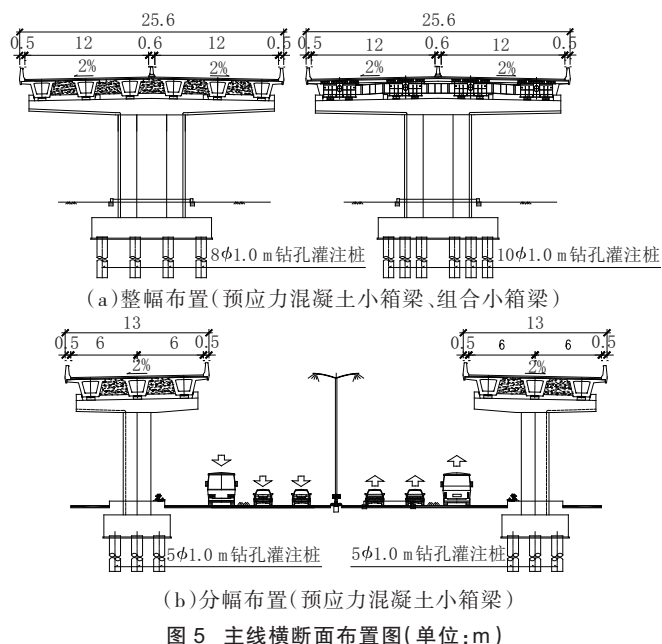
在路口处,高架跨径需要45~60 m,超出了混凝土小箱梁的跨径范围。考虑到施工期间路口处交通流量大,梁型应便于制造和运输,安装应尽可能简便快速,同时还要兼顾经济性和耐久性,因此采用简支钢混组合小箱梁,采用鱼腹式变高度梁,与两侧混凝土小箱梁顺接,使得跨路口桥型与标准段桥型设计风格保持统一。为提高城市景观效果,采用外观轻盈的倒T型盖梁,桥下空间视觉通透(见图4)。桥梁排水管隐藏在盖梁和立柱表面的凹槽内,以细节设计提升工程品质。



图4 主线高架建成实景图

### 5.3 断面布置

标准段27~31 m跨径小箱梁:6车道25.6 m桥宽,布置6片梁,每墩8根1.0 m桩;3车道13.0 m桥宽,布置3片梁,每墩5根1.0 m桩。路口处50 m跨径钢混组合梁:6车道25.6 m桥宽,布置4片梁,每墩10根1.0 m桩(见图5)。预制立柱与承台之间采用灌浆套筒连接,预制盖梁与立柱之间采用灌浆波纹管连接。



## 6 BIM设计

该项目桥梁工程开展了BIM正向设计工作。总体设计采用上海市政总院自主研发的SMEDI-BD-BIM桥梁智能化软件平台,在完成二维设计图纸输出的同时,自动生成全桥BIM总体模型。桥梁单体构件设计采用CATIA软件,对钢筋、套筒和波纹管等结构进行碰撞检查、优化设计、提高精度。总体BIM模型用于施工方案和施工组织设计,单体BIM模型使施工交底更加直观、细致(见图6)。BIM正向设计为全预制桥梁设计和施工提供了精度保证。

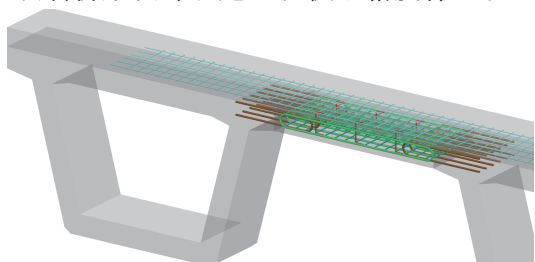


图6 小箱梁湿接缝施工交底BIM模型

## 7 关键节点

该项目两次跨越京杭运河,两次上跨新兗铁路,全线位于煤矿采空区,设计条件复杂。本节具体介绍上述节点设计情况。

### 7.1 跨京杭大运河桥

京杭大运河济宁段既为水运通道又为南水北调东线干线,通航、环保、景观三方面要求突出。该工程两处拓宽改造既有京杭大运河桥,其中济宁大道处老桥为两幅主跨100m的中承式系杆拱桥,济水大道处老桥为两幅主跨80m预应力混凝土连续梁。通

过多方案论证,结合国内外既有大型桥梁拓宽改造案例,两处京杭运河桥均采用大跨钢结构连续梁,减小新建桥梁对既有桥梁景观的影响,确保新老桥梁景观融合。上述两座桥梁施工前,均编制专项施工防护措施,避免桥梁施工期间对运河水质的污染。

济宁大道跨京杭大运河桥采用85m+100m+70m+65m=320m跨径布置,单幅桥宽19.5m。主梁采用变高钢结构连续梁,单箱双室,中支点梁高5.0m、4.0m,边支点及跨中梁高2.5m。由于桥宽较宽,主跨采用小节段桥面吊机悬拼法施工,边跨采用支架法使用350t及200t汽车吊进行钢梁节段安装。100m主跨纵向共分为15个节段,每个节段长6.0~8.65m,横向不分段。除0#、1#节段现场支架拼装外,其余节段均由驳船运输至桥位处,单个节段最大吊重99t,采用120t桥面吊机进行悬臂拼装(见图7)。



图7 济宁大道跨京杭运河桥吊装施工

济水大道跨京杭大运河桥采用61m+110m+61m=232m跨径布置,单幅桥宽13.0m。主梁采用变高钢结构连续梁,单箱单室,中支点梁高6.0m,边支点及跨中梁高2.5m。由于桥宽较窄,主跨采用大节段浮吊吊装施工,边跨采用支架法使用150t汽车吊进行钢梁节段安装。110m主跨纵向共分为9个节段,每个节段长9.0~15m。除0#节段外,其余节段均横向分为4段,由公路运输至桥位处,在桥下完成横向拼装,单个节段最大吊重164t,采用300t浮吊进行悬臂拼装(见图8)。



图8 济水大道跨京杭大运河桥吊装施工

### 7.2 跨新兗铁路桥

宁安大道跨新兗铁路转体桥采用单幅2×60mT



构,桥宽 29.9 m,转体角度  $81.81^\circ$ ,转体重量 18 000 t。济水大道跨新兖铁路转体桥采用双幅  $2 \times 58$  m T 构,桥宽 17.3 m,转体角度  $78^\circ$ ,单幅转体重量 13 000 t (见图 9)。新兖铁路与京广、京九、京沪三大南北干线相交,平均每 15 min 就有一趟列车通过,对转体桥梁合龙的精度和线形等技术标准要求高。通过 2 台千斤顶牵引,经过 45 min 转体,梁体实现精准对接。



图 9 济水大道跨新兖铁路桥转体桥施工

### 7.3 采空区设计策略

济宁是全国重点开发的八大煤炭基地之一,年产煤占山东省 60%。该项目沿线分布着济宁二号煤矿、安居煤矿、唐口煤矿、运河煤矿、岱庄煤矿、许厂煤矿等 6 座煤矿。根据采空区稳定性评价报告,内环快速路实施范围内采空区场地稳定性为稳定、基本稳定和欠稳定<sup>[4]</sup>(见图 10)。

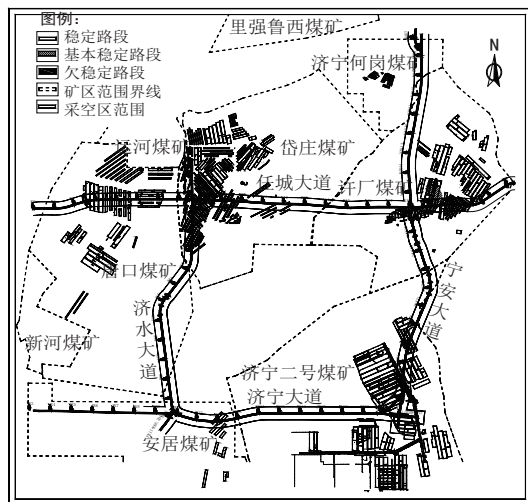


图 10 内环快速路沿线采空区场地稳定性评价分区图

采空区采取以下设计策略:

(1)对于稳定路段:采用简支结构桥梁通过,并

设置防落梁构造。

(2)对于基本稳定路段:优先采用路基形式,并对路基进行加固,采取柔性路面设计;必须以桥梁方式通过时,延迟修建计划。

(3)采空区路段快速路建成后,设立移动变形观测站,并进行定期观测,发现问题及时处理。

## 8 结 语

该项目于 2019 年 3 月起陆续开工,经过 21 个月的建设,于 2020 年 12 月建成通车。4 条快速路累计通车里程 41 km,含互通立交 4 座,出入口匝道 26 对,跨京杭大运河、古运河、洸府河、新兖铁路桥等重要桥梁 10 座,极大优化了主城区的快速立体交通体系,拉动了主城区各板块融合发展,构筑了“高快一体化”交通格局,成为建设淮海经济区中心城市的重大基础设施引擎,标志着济宁市迈入了立体交通新时代。

在规划和设计阶段,以可持续发展理念为指导,桥梁工程总体设计对桥梁全寿命周期的设计、施工、运营、养护、维修、拆除进行全面考虑,尽最大可能降低对城市交通和环境的不利影响<sup>[5]</sup>。工程建设期间,桥梁全预制拼装技术的成功运用收到了良好社会效果。希望该项目的设计和工程实践能为国内城市桥梁的高质量建设提供参考和借鉴。

### 参考文献:

- [1] 上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司. 济宁快速路初步设计[Z]. 上海:上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司, 2019.
- [2] 李永君. 赣州快速路桥梁工程总体设计与创新技术[J]. 城市道桥与防洪, 2020(8): 103-107.
- [3] 上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司. 济宁快速路施工图设计[Z]. 上海:上海市市政工程设计研究总院(集团)有限公司, 2019.
- [4] 山东省鲁南地质工程勘察院. 济宁市快速路工程(一期)煤矿采空区场地稳定性分析与评价[Z]. 济宁:山东省鲁南地质工程勘察院, 2018.
- [5] 邵长宇. 基于“可持续发展工程”理念的城市桥梁技术展望[J]. 城市道桥与防洪, 2010(9): 8-10.



DOI:10.16799/j.cnki.csdqyfh.2022.09.018

# 济南市历阳湖人行钢桁拱桥设计与施工

付祖良, 张强强

(山东省城建设计院, 山东 济南 250101)

**摘要:** 济南市历阳湖人行钢桁拱桥桥位处地形条件复杂, 生态环境保护要求较高, 施工场地受限。桥型设计通过方案比选后采用钢桁拱桥方案, 拱脚水平推力利于现状道路边坡的稳定; 施工采用大型起重机先整体吊装钢桁拱下弦拱圈、后吊装拱上杆件及桥面系的施工方法, 解决了施工场地受限的问题; 通过设置斜撑杆来取代山体侧桥台, 避免了对山坡裸露岩体的破坏。特定条件下钢桁拱桥的一些设计与施工措施, 可为类似桥梁设计与施工提供一些借鉴与参考。

**关键词:** 钢桁拱桥; 无铰拱; 竖向自振频率; 人行桥; 铰支轴向受压杆

中图分类号: U448.22

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2022)09-0075-03

## 0 引言

为加快济南市生态文明建设, 完善旅游要素配套和公共服务设施, 济南市先后在广场东沟河谷内建设了多处谷坊, 形成了历阳湖内的景观水面。为扩大市民休闲步行空间, 在湖岸新建了景观游步道。修建历阳湖人行钢桁拱桥, 旨在连接两岸游步道, 方便湖区休闲游憩, 为市民提供一个良好的游览健身休闲的场所, 提升历阳湖周边片区的城市环境。

## 1 工程概况

历阳湖人行钢桁拱桥位于济南市市中区旅游路与历阳大街交叉口北侧, 桥梁跨越广场东沟, 南向连接历阳大街, 北向连接金鸡岭山体游步道。桥梁全长 55.28 m, 桥面全宽 4.5 m。上部结构为上承式钢桁拱桥。下部结构南侧采用承台群桩基础, 北侧桥墩采用扩大基础。

## 2 结构设计

### 2.1 上部结构

桥梁全长 55.28 m, 桥梁全宽 4.5 m, 净宽 4.1 m, 主跨为上承式双主桁钢桁拱, 钢桁拱下弦拱计算跨径为 35 m, 计算矢高 5 m, 计算矢跨比为 1/7, 拱圈为高 60 cm、宽 50 cm 焊接箱型杆件, 拱轴线为二次抛物线。桥梁桥面纵向为双向 1.5% 的纵坡接半径  $R=500$  m 的凸竖曲线。为增加桥梁外立面的轮廓层

次感, 主桁拱外侧均设置 0.5 m 的悬臂。桥面系在每个节点及两节点中间位置均设置横梁, 梁高 0.4 m, 间距为 1.5 ~ 2.25 m。桥面纵肋采用钢板加劲肋, 间距为 50 cm。桥梁总体布置见图 1。

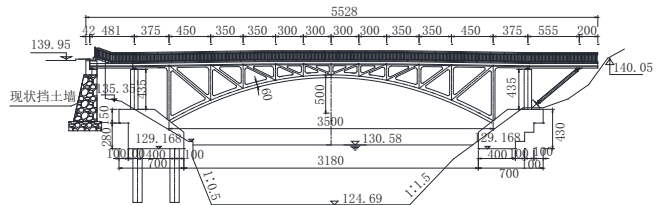


图 1 桥梁立面图(高程单位:m;尺寸单位:cm)

钢桁拱共设置 3 处横向联结系, 分别位于拱脚及跨中位置, 分别见图 2 和图 3。

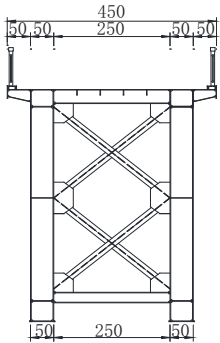


图 2 钢桁拱拱脚横断面(单位:cm)

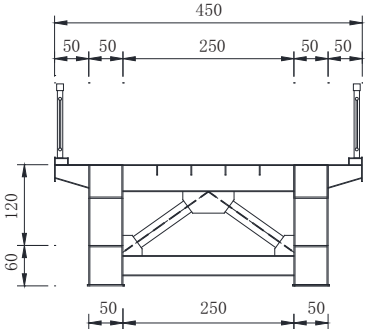


图 3 钢桁拱跨中横断面(单位:cm)

收稿日期: 2021-10-26

作者简介: 付祖良(1981—), 男, 硕士, 高级工程师, 从事道路桥梁设计工作。

桥面铺装采用钢龙骨固定室外用环保复合木塑地板,栏杆采用采用 SUS304 不锈钢杆件 + 钢化夹胶玻璃的形式。桥梁设置了节能型 LED 灯夜景照明。

## 2.2 下部结构

下部结构因地制宜,南岸采用承台群桩基础,在历阳大街现状挡土墙顶设置帽梁支承钢梁;北岸桥台山体岩石裸露采用扩大基础,为避免桥台基础施工破坏裸露岩体,保护自然环境,设置斜撑挑台与山体游步道衔接,见图 4 和图 5。

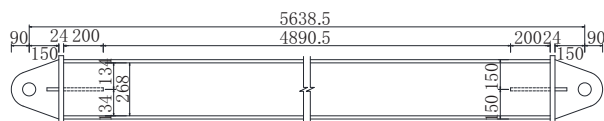


图 4 边跨斜撑杆(单位:cm)



图 5 边跨斜撑杆照片

## 3 计算分析

桥梁结构采用 Midas Civil 2020 有限元软件进行建模计算,弦杆、腹杆及纵横梁均采用梁单元模拟,桥面板采用平面应力板单元模拟,对桥梁结构进行纵、横向计算分析、验算。建立模型见图 6。

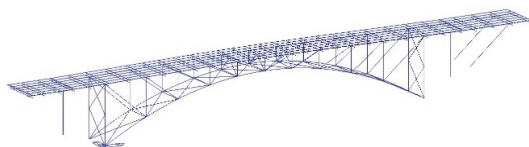


图 6 计算模型

### 3.1 计算荷载

(1)结构自重:钢材容重采用  $78.5 \text{ kN/m}^3$ , 钢筋混凝土容重采用  $26 \text{ kN/m}^3$ 。

(2)二期恒载:包括桥面铺装、人行护栏和管线等。桥面铺装按  $2.0 \text{ kN/m}^2$  考虑;人行护栏按每侧  $2 \text{ kN/m}$  考虑。

(3)基础变位作用:桥台基础竖向最大不均匀沉降差  $10 \text{ mm}$ 。

(4)设计人群荷载:取  $4.5 \text{ kPa}$ ;桥面板局部构件按标准值  $5.0 \text{ kPa}$  的均布荷载或者  $1.5 \text{ kN}$  的集中力进行计算。

(5)风荷载:按济南风压 100 a 一遇考虑,风压为

$0.5 \text{ kN/m}^2$ 。

(6)温度作用:整体升降温:体系升温按  $+25^\circ\text{C}$  考虑,体系降温按  $-25^\circ\text{C}$  考虑。温度梯度:取  $T_1=20^\circ\text{C}$ ,  $T_2=6.7^\circ\text{C}$ 。

(7)地震作用:按《中国地震动参数区划图》GB 18306—2015,抗震设防烈度为 6 度,设计基本地震加速度值为  $0.05g$ ,桥梁抗震设防分类为丁类。根据《山东省建设工程抗震设防条例》规定,场地抗震设防烈度提高一度,抗震设防烈度按 7 度考虑,设计基本地震动峰值加速度值为  $0.10g$ ,桥梁抗震设计方法选用 B 类,应进行 E1 地震作用下的抗震分析和抗震验算,并应满足相关构造和抗震措施的要求。

### 3.2 计算分析

#### 3.2.1 杆件内力与应力计算

杆件内力计算主要考虑杆件在各荷载最不利组合下的最大、最小轴力与弯矩。经计算分析,结构杆件最大轴向力为  $1529.5 \text{ kN}$ ,位于拱圈跨中位置下弦杆。结构杆件最大弯矩为  $546.1 \text{ kN/m}$ ,位于拱圈跨脚位置。结构杆件最大应力为  $98.9 \text{ N/mm}^2$ ,位于拱圈跨脚位置,见图 7。



图 7 梁单元应力图(单位:MPa)

#### 3.2.2 杆件稳定性分析

在假定钢桁节点刚结的条件下,对全桥进行构件整体稳定分析,主桁弦杆平面内和平面外的计算长度均取  $l_0$ ;腹杆平面内的计算长度取  $0.8 l_0$ ,平面外的计算长度取  $l_0$ 。

主桁焊接箱形弦杆屈曲曲线类型均为 b 类,焊接 I 形腹杆屈曲曲线类型 y 轴屈曲方向为 b 类,z 轴屈曲方向为 c 类<sup>[1]</sup>。腹杆轴心受压构件整体稳定折减系数  $\chi$  最小值为  $0.76$ ;弦杆轴心受压构件整体稳定折减系数  $\chi$  最小值为  $0.95$ 。经检算,全部构件的强度及整体稳定均满足规范要求。

#### 3.2.3 竖向自振频率计算

根据计算,钢桁拱竖向自振模态见图 8,竖向自振频率为  $10.75 \text{ Hz}$ ,满足《城市人行天桥与人行地道技术规范》2.5.4 条要求的上部结构竖向自振频率不小于  $3 \text{ Hz}$  的要求<sup>[2]</sup>。根据计算结果可知,桥梁上部结构竖向刚度较大。

#### 3.2.4 位移计算

根据结构计算,跨中最大向上竖向变形度为



图 8 结构竖向自振模态

19 mm,跨中最大向下竖向挠度为 5.4 mm,均小于跨度的 1/1 600,桥梁不设置预拱度。

### 3.2.5 整体稳定性分析

采用 MIDAS Civil 进行结构的静力稳定性计算,其中恒载包括结构自重和二期恒载,营运荷载中,人群荷载按  $4.5 \text{ kN/m}^2$  取值。在假定钢桁节点刚结的条件下,对全桥进行静力稳定分析,所得一阶屈曲安全系数为 221,其失稳形式为端腹杆面外失稳,见图 9,计算结果满足拱桥的整体弹性稳定系数  $K$  大于 4.0 的要求<sup>[3]</sup>。

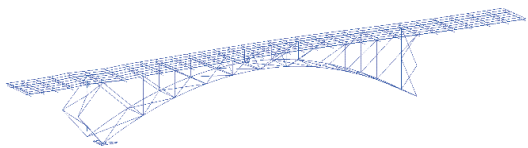


图 9 一阶屈曲模态

## 4 桥梁施工

桥位处南岸旅游路现状边坡为上下两级衡重式毛石挡土墙,现状旅游路人行道至河底高差约 15.26 m;北岸为外露岩石山体边坡,河道下游 7m 位置设有 5.8 m 落差的谷坊。桥位无施工作业空间,两侧基础落地场地条件复杂。基础施工对现状挡土墙稳定具有一定的影响。桥梁设计需综合考虑高挡土墙边坡、施工需求、场地条件与环境保护、交通影响等。

桥梁南侧采用承台群桩基础,在上下两级挡土墙中间人工挖孔成孔,工程施工对现状挡土墙整体稳定性影响小,避免了对现状边坡的大挖大填的破坏性施工。桩基础将重力传至挡土墙下岩层。

下部结构施工完成后,吊装上部结构。桥梁主拱圈下弦构件工厂制作焊接后,运输至旅游路侧平放置,采用三台大型起重机协同作业,整体吊装主跨钢桁拱下弦,主拱圈下弦先吊起一定高度后空中翻转、后旋转平移、整体吊装钢拱圈就位,实现了拱圈无支架无拼装焊接作业,见图 10。

上部结构采用上承式钢桁架拱,桁架拱结构自重相对较轻,刚度大且跨越能力大,便于整体吊装安装,通过调整矢跨比与拱轴线,合理设置桥面高程,桥外立面设置小悬臂挑檐,结构层次错落有致,整体外形简洁优美,如垂虹卧波;拱上钢结构均采用工厂



图 10 现场吊装照片

制造,大型起重机吊装拼装焊接。

## 5 结 语

(1)历阳湖人行景观桥选址科学合理,桥位地质条件好、视觉角度好、河道水面宽度相对较小,从旅游路东西向或历阳大街南北向远观,视觉效果均较好。桥梁设计方案通过精心比选与调整优化,减少了工程量,节省了工程投资,实现了桥梁与场地环境的有机结合。

对于地面与水面高差大、地质条件好的位置,选用钢桁拱桥方案是适宜的;合理开发利用环境,新建工程尽量减少对原有地形地貌的破坏,桥梁建筑与周围自然环境和谐统一。历阳湖桥梁整体造型优美,在施工期间就广受关注,竣工投入使用后,得到了市民、建设单位与新闻媒体的肯定与赞扬,项目产生了良好的经济效益、社会效益和环境效益。竣工后实景见图 11。



图 11 竣工后实景

(2)桥梁结构选择钢桁桥方案,钢桁拱桥结构自重相对较轻,刚度大,整体外形美观。钢结构现场施工工期短,对周边交通影响时间短。桥梁上部钢结构采用整体吊装安装方案,不但施工不影响河道泄洪,而且解决了桥位处场地条件受限,无作业空间的难题,实现了设计与施工的良好结合。

(3)桥梁北侧设置铰轴斜撑悬臂梁,避免了因设置桥台而开挖山体大块岩石,保护了自然景观,降低了施工难度,节约了工程成本。铰轴连接的轴向受力斜杆支承,是特定条件下适宜的方案。桥梁拱脚的水平推力有利于现状挡土墙及边坡的稳定。

(下转第 94 页)



DOI:10.16799/j.cnki.esdqyfh.2022.09.019

# 海宁桥拓宽改建工程方案设计浅析

罗海兵, 张 涛

(江苏华新城市规划市政设计研究院有限公司, 江苏 连云港 222006)

**摘 要:** 预应力空心板梁支点抗剪较跨中抗弯的安全储备低, 超载导致板端腹板斜裂缝宽度超标, 方案考虑拆除与新建衔接, 采用部分利用中幅桥并拓宽改建的设计方案。桥梁拆除为危大工程, 采用汽车荷载与吊车荷载加载效率比较法检算跨中弯矩、设置横向分配梁使得板梁可承受吊车支点产生的较大剪力、控制盖梁拆除时边柱不平衡弯矩, 进行拆建、吊装期间桥梁结构在最不利工况下的承载能力设计。

**关键词:** 腹板斜裂缝; 拓宽改建; 危大工程; 拆除吊装; 承载能力

中图分类号: U445.6

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2022)09-0078-04

## 1 项目概况

### 1.1 桥梁现状

海宁中路跨西盐河桥建于2003年, 桥梁结构为 $5 \times 13$  m简支预应力混凝土空心板梁桥, 连续桥面, 桥梁的右偏角为 $75^\circ$ , 桥梁宽度50.5 m, 见图1。

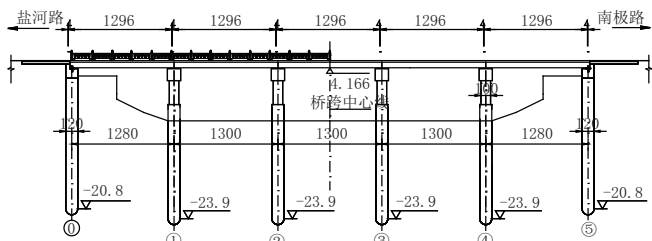


图1 桥梁立面图(标高单位为m, 其它为cm)

桥梁位于海宁中路与盐河南路交叉口范围内, 拓宽改造前, 交叉口进口道为“一左三直一右”五个车道, 出口道为三个车道。

三幅桥梁横向布置为: 4.25 m(人行道和栏杆)+6.0 m(机非混行车道)+3.0 m(侧分带)+24.0 m(机动车道)+3.0 m(侧分带)+6.0 m(非机动车道)+4.25 m(人行道和栏杆), 见图2。

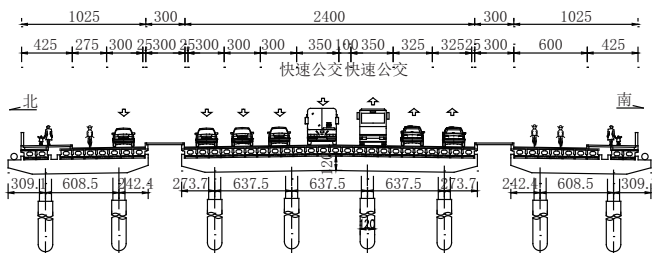


图2 桥梁横断面布置图(单位: cm)

收稿日期: 2021-11-08

作者简介: 罗海兵(1967—), 男, 本科, 研究员级高级工程师, 从事道桥设计工作。

上部结构主梁采用先张法预应力混凝土简支空心板梁, 梁长12.96 m, 板梁高度0.55 m。板梁底标高不小于4.0 m。桥面铺装原设计为14 cm厚钢筋混凝土现浇层, 后期道路改造加铺了6 cm厚沥青混凝土。

下部结构桥台采用桩接盖梁桥台, 桥墩采用桩柱式桥墩, 均为钻孔灌注桩基础, 墩台桩径1.2 m, 桥墩柱径1.0 m。盖梁桥墩宽1.3 m、桥台宽1.2 m。

### 1.2 桥梁检测结果

根据2016年度结构定期检测结果, 上部结构评价为C级, 板梁有裂缝, 但裂缝宽度均不超过0.15 mm。

2019年度结构定期检测, 机动车道上部结构评定为D级桥—不合格级, 病害板梁主要分布在中幅机动车道桥的南半幅, 为板梁的腹板斜裂缝宽度超过0.15 mm, 部分达到3 mm, 斜裂缝距离梁端约1.8 m。与2016年度的检测结果相比, 裂缝数量和裂缝宽度均有明显的发展, 见图3。

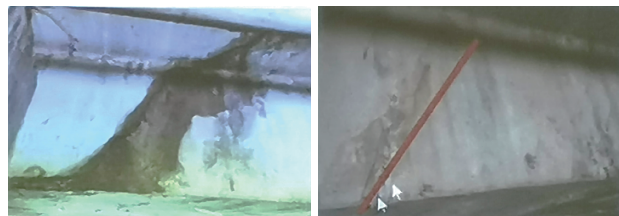


图3 板梁腹板斜裂缝(左为2019年, 右为2016年)

经检算, 原设计板梁的抗弯能力和抗剪能力均满足2003版《公路工程技术标准》要求, 但安全储备不一致。在超载车辆(由西向东行驶较多)的作用下, 板梁因抗剪承载能力不足导致腹板斜裂缝超标, 但跨中未见异常, 其抗弯承载能力尚能承受超载车辆荷载。

### 1.3 桥梁改建概况

鉴于板梁的严重病害, 及对桥梁上机非混行的现

状,采用拆除中幅桥上部结构,利用既有的侧分带空间拓宽中幅桥的改建方案。

## 2 改建设计

### 2.1 改建设计分析

与新建桥梁相比,桥梁改建设计的限制条件及需要考虑的设计要素颇多,方案在执行 2014 版《公路工程技术标准》的基础上,主要考虑的要素:

(1)新建结构按 2014 版《标准》设计,而利用的现状结构是按照 2003 版《标准》设计的;

(2)现状桥梁 13 m 跨度板梁梁高 0.55 m,2014 版《标准》汽车荷载增大,板梁承载能力提高,且从构造措施上提高了钢筋混凝土的耐久性,板梁梁高调整为 0.70 m;

(3)2011 版《城市桥梁抗震设计规范》要求 7 度区 13 m 预应力空心板梁在盖梁上的搁置长度不小于 76.5 cm,现状盖梁宽度不满足抗震要求;

(4)纵断面宜与现状保持一致,以减小桥两端特别是盐河南路交叉口区域路面抬高衔接工程量;

(5)以人为本,优化现状交叉口,机非分行。

### 2.2 改建设计方案

拆除中幅桥的桥面铺装、预应力空心板梁、支座、搭板和盖梁,拆除侧分带,铣刨非机动车道沥青

混凝土面层和更换支座,见图 4。

在侧分带位置新建两个桩基,新建盖梁、板梁和桥面系。板梁底标高按不小于 3.85 m 控制,保持新建桥面标高与现状桥梁标高基本一致。改建后中幅桥桥面净宽为 28.0 m,设置 5 个进口道和 3 个出口道,包含两个 BRT 专用车道,见图 5。

新建桩基采用钻孔灌注桩,桩底标高、截面尺寸与现状保持一致,桩径 1.2 m,柱径 1.0 m。中幅桥利用的桩、柱材料强度和承载能力经验算满足改建后的 2014 版《标准》的受力要求。

## 3 危险性较大分部分项工程方案及验算

### 3.1 拆除、吊装方案

#### 3.1.1 拆除、吊装方案考虑因素

(1)主体结构拆除宜先拆除非承重结构及附属设施,再拆除承重结构。

(2)分析确定拆除顺序及方向,确定吊车摆放位置并记录吊装作业半径内的吊重能力,确认切割线并放线定位,为拆除部位设置吊装孔槽,按最大切割块重量配备吊车,做好吊装、转运、破碎、碴土处理工作。

(3)拆除与新建在工序上相结合,如在拆除板梁过程中,利用现状桥面平台施工钻孔灌注桩;拆除过程与块件吊装过程相配合,如桥面系分步拆除、吊车

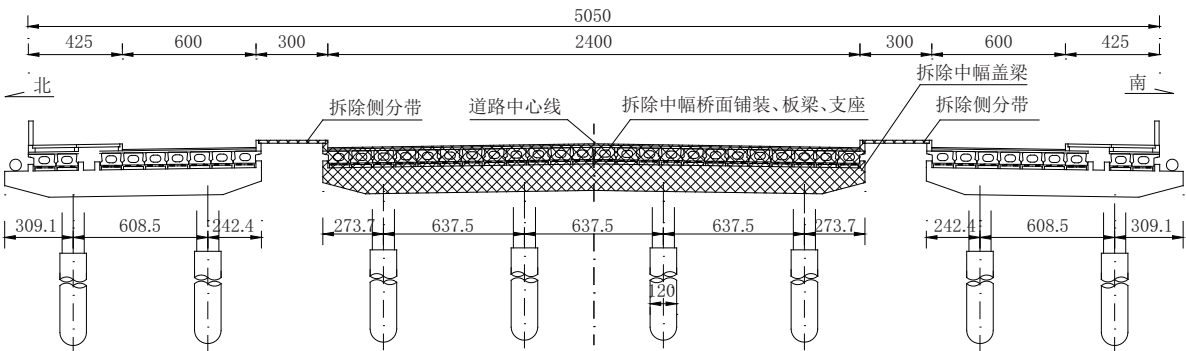


图 4 中幅桥拆除示意图(单位:cm)

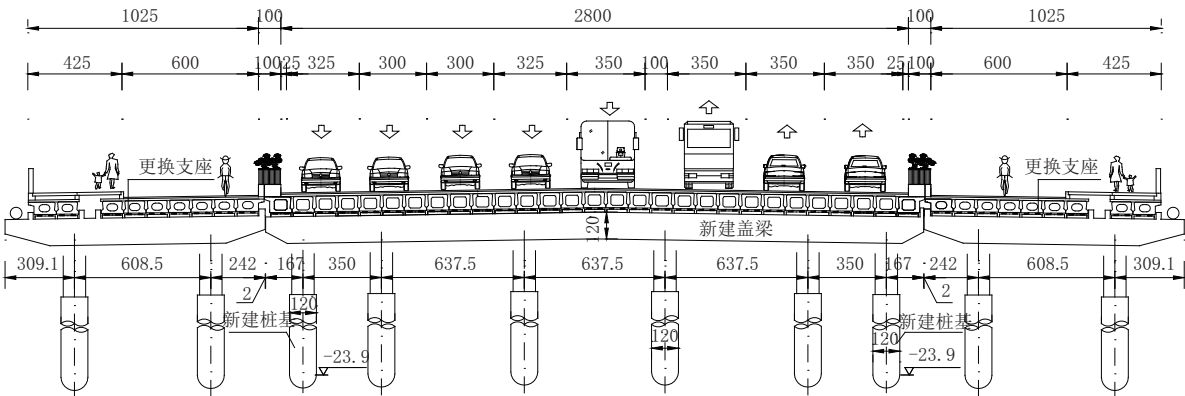


图 5 桥梁改建示意图(单位:cm)

与运梁车相协调;还需考虑吊车旋转范围、运梁车进出路线等。

(4)分析在拆除、吊装、运输过程中,板梁、盖梁、桩柱等结构的最不利工况和承载能力。

### 3.1.2 拆除、吊装方案

桥面系拆除施工流程:中央护栏拆除、侧分带拆除、桥面沥青面层铣刨。

板梁拆除施工流程:由东向西、由南向北依次拆除;先切割桥面钢筋混凝土铺装层和铰缝以分割板梁,再逐片吊装板梁;切割一跨吊装一跨,吊机所在跨桥面铺装和铰缝不得切割,见图6。

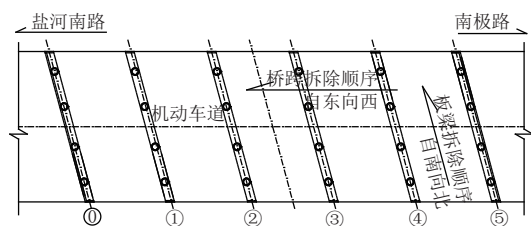


图6 板梁拆除吊装顺序图

板梁拆除前进行台后土压力引起桥台偏载、单边恒活载引起桥墩偏载的检算。

盖梁拆除施工流程:将盖梁按下图所示顺序切割,柱顶以上盖梁块段人工凿除,其余块段吊装运离现场处理,见图7。

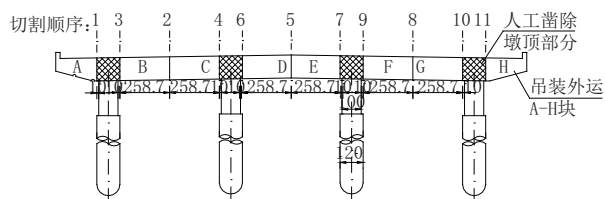


图7 盖梁拆除顺序图(单位:cm)

注意切割顺序10时,块体H对边柱的不平衡弯矩。

为了保证桩柱钢筋的完整性,桩柱顶剩余盖梁采用小型碎型锤施工,离设计标高顶30cm处采用风镐人工凿除处理。

### 3.2 拆除、吊装不利工况下板梁承载力检算

采用笔者编写的桥梁荷载试验计算程序,通过吊车荷载和设计汽车荷载作用下的板梁关键截面内力的比值(荷载试验中的加载效率),初步判断板梁是否可承载吊车。

#### 3.2.1 板梁抗弯承载力计算

分别按杠杆法和铰接板法计算既有中幅桥的梁端和跨中横向分布影响线,见图8。

计算设计汽车荷载作用下各主梁的横向分布系数、各主梁的最大弯矩,结果见图9。

设计汽车荷载作用下,板梁跨中最大弯矩约为  $270 \text{ kN} \cdot \text{m}$ 。

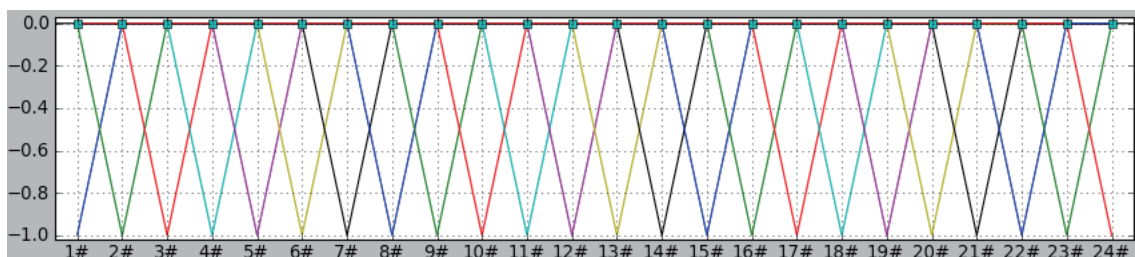
采用130t吊机,吊装盖梁时起重量约106kN,工作半径约16.0m。吊车在靠近中幅桥边缘安装就位,计算以下工况板梁的弯矩数值。

工况一:吊车在靠近中幅桥边缘安装就位,尚未起吊。吊车总重约960kN,每个支撑点重量240kN。

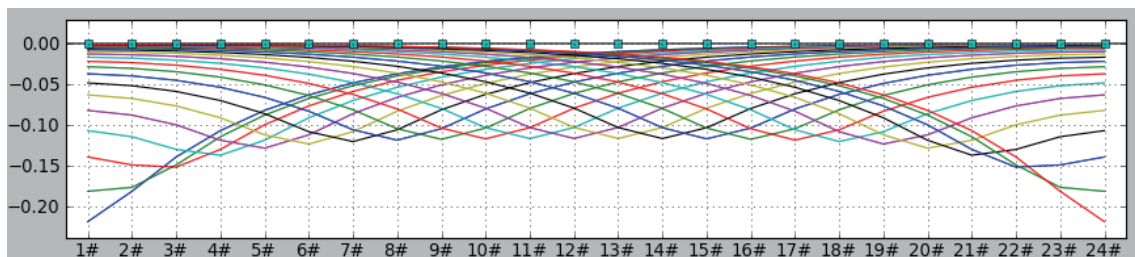
工况二:起吊盖梁,前脚每个支撑点受力453kN,后脚每个支撑点受力102kN。

工况三:起吊盖梁,吊机在工况二的基础上旋转180°,后脚每个支撑点受力453kN,前脚每个支撑点受力102kN。

计算各工况作用下的板梁弯矩与设计汽车荷载作用下的弯矩比值,结果见图10。



(a)梁端



(b)跨中

图8 中幅桥板梁的横向分布影响线



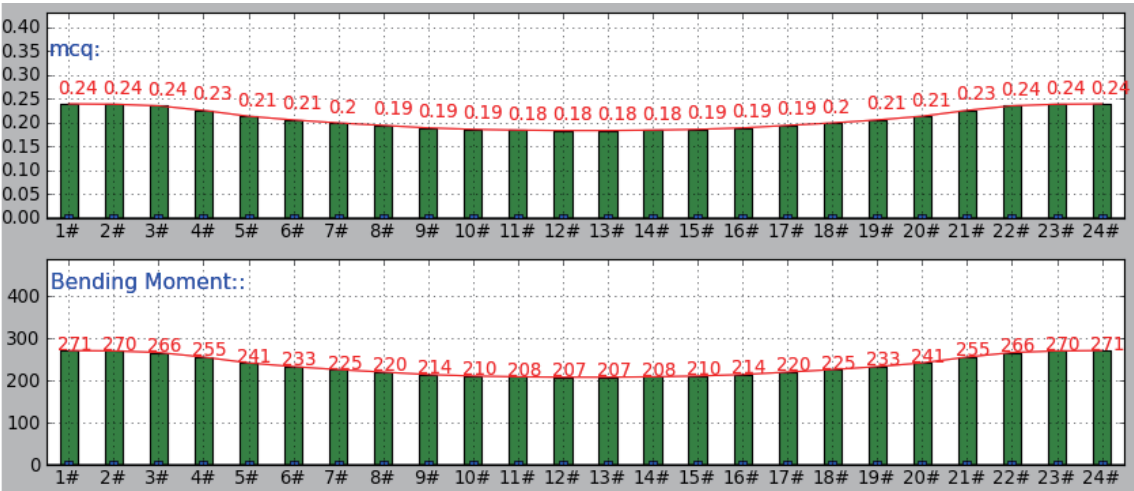
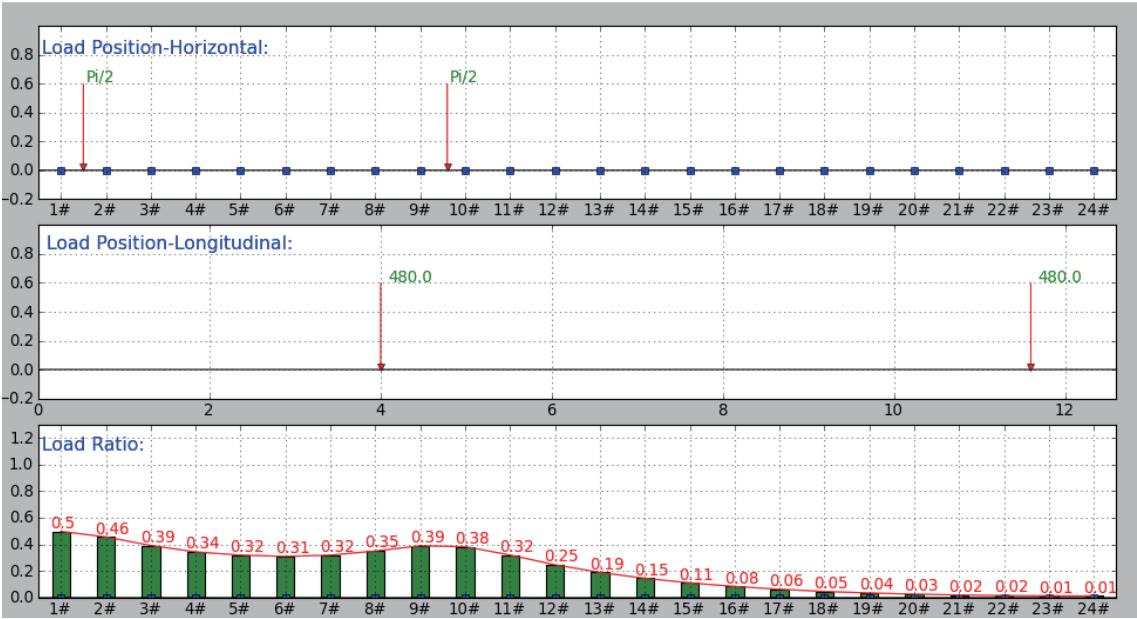
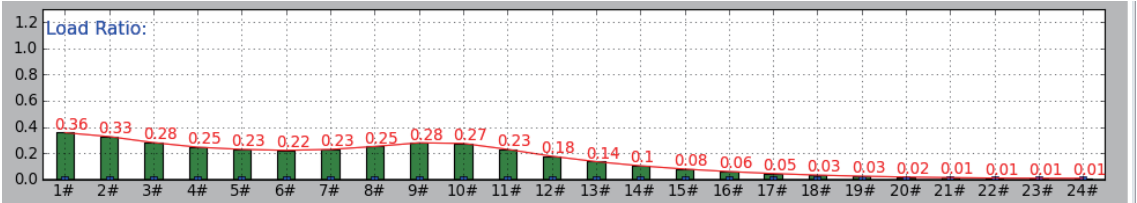


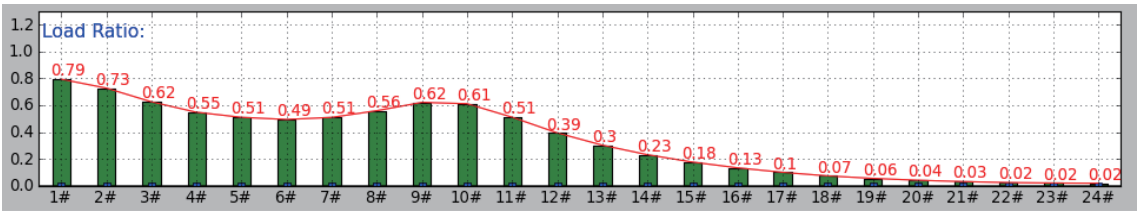
图 9 汽车荷载主梁横向分布系数、最大弯矩



(a)工况一(示意加载位置和加载效率结果)



(b)工况二(示意加载效率结果)



(c)工况三(示意加载效率结果)

图 10 吊车荷载作用下主梁弯矩

吊车荷载作用下的板梁弯矩，最大为设计汽车荷载作用下的 0.79,板梁抗弯承载能力满足要求。

3.2.2 抗剪承载力验算  
分析主梁的横向分布影响线，板梁在工况二作

DOI:10.16799/j.cnki.csdqyfh.2022.09.020

# 郑州市北三环彩虹桥改建方案研究

宁正芳

(中铁工程设计咨询集团有限公司, 河南 郑州 450001)

**摘要:** 郑州市北三环彩虹桥上跨郑州北编组站,随着北三环快速化和交通流量不断增加,桥梁结构出现病害,结合现状桥梁结构病害研究了加固方案,又结合现状北三环存在的交通问题和桥梁结构的设计使用年限研究了拆除后新建方案,详细比较了加固方案和拆除新建方案的工期、经济性、技术标准和使用寿命等。

**关键词:** 拱桥;拆除新建;编组站;加固

**中图分类号:** U448.22

**文献标志码:** B

**文章编号:** 1009-7716(2022)09-0082-04

## 1 工程概况

郑州市北三环彩虹桥位于北三环与郑州北编组站交叉位置处,京广快速路与北三环交叉位置西侧;郑州市规划快速路网系统采用“环形+放射”结构,京广快速路和北三环是其中的重要快速通道。北三环彩虹桥西起电厂路东至南阳路立交,高架桥沿线跨越电厂路、郑州北编组站、京广路立交桥、京广铁路;该桥1993年设计,1994年建成,原设计执行《公路桥涵设计通用规范》(JTJ 021—89),荷载标准采用汽超-20,横断面布置双向4车道+非机动车道+人行道,彩虹桥主跨122 m+62 m+62 m+122 m 钢管混凝土拱桥,主桥长368 m,两端引桥上部结构空心板,下部采用柱式墩,扩大基础,桥梁全长1 561 m,见图1。

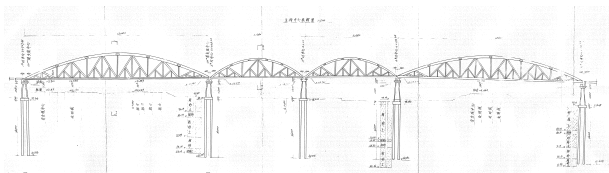


图1 郑州市北三环彩虹桥主桥<sup>[1]</sup>

2013年建设北三环快速路,设计荷载采用城-A级,横断面采用双向6车道;北三环快速路建设过程中,彩虹桥主桥(跨铁路编组站大桥)维持双向4车道,两侧非机动车道和人行道封闭;彩虹桥引桥改为双向6车道,两侧非机动车道取消。

## 2 结构病害及整治

2008年9月至今,彩虹桥已经进行过多次外观

检查和荷载试验;外观检查发现桥面多处有较严重纵缝、横缝,严重坑槽,部分桥面混凝土松散、破损致使桥面不平整;伸缩缝内杂物堵塞严重,局部伸缩缝钢板脱落,混凝土锚固区开裂,伸缩缝处错台较严重;上部拱圈结构个别竖杆、斜杆被撞凹陷;南北两道纵梁渗水碱化较严重、纵梁钢板锈蚀、锈胀严重;部分桥道板下挠,板底有横向裂纹;支座垫石锈胀,支座钢板有锈蚀现象、部分支座聚四氟乙烯板滑出;墩台渗水碱化、钢筋锈胀较严重<sup>[4]</sup>。荷载试验表明彩虹桥主桥、引桥上部结构不能满足设计荷载汽-超20要求,运营状况不安全;桥梁实际刚度减弱,储备不足(2008年检测与2018年检测结果对比);2014年检测发现,62 m跨东侧端横梁发生断裂。

2019年检测报告表明,北三环彩虹桥桥面系、上部结构、支座及下部结构评价均为不合格,总体评价不合格;桥面铺装层、伸缩缝、上部结构渗水等病害发展较明显,主桥钢结构锈蚀及钢筋局部锈胀、混凝土剥落等病害均有一定发展;该桥整体状况不断恶化,安全形势严峻,需尽快封闭交通禁止通行,并对桥梁进行全面加固维修。桥梁病害见图2~图4。

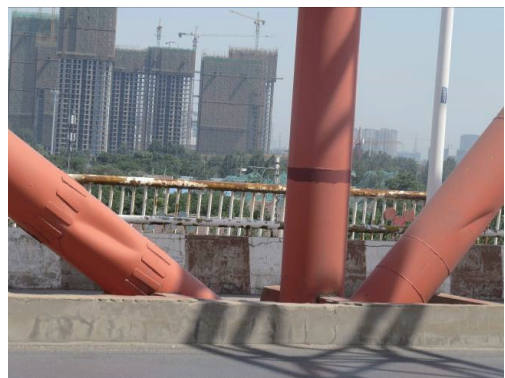


图2 彩虹桥主桥病害图-斜杆凹陷

收稿日期: 2021-10-27

作者简介: 宁正芳(1984—),女,硕士,高级工程师,从事桥梁设计工作。



图 3 彩虹桥主桥病害图 - 支座锈蚀

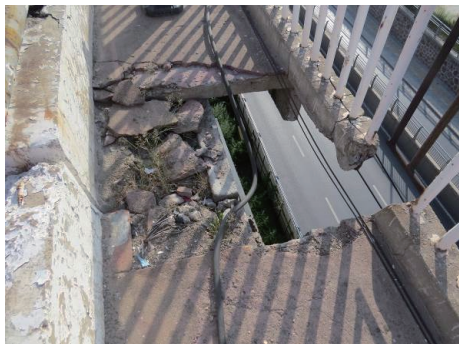


图 4 彩虹桥主桥病害图 - 桥面破损

### 3 方案研究

结合彩虹桥现状病害和交通情况,方案研究主要针对以下几方面问题:

(1)现状彩虹桥主桥高架双向 4 车道,通行能力与现状北三环快速路高架双向 6 车道不匹配,彩虹桥主桥 4 车道形成交通“瓶颈”。

(2)北三环与京广快速路立交为半互通立交,不满足快速路与快速路交叉口设置全互通要求。

(3)科学大道立交与京广路立交间距约 800 m、京广快速路立交与南阳路立交间距约 450 m,距离均不满足设计规范 1 020 m,易形成立交与立交之间交通拥堵。

(4)彩虹桥现状已出现较为严重病害,危机桥下北三环辅道交通通行和铁路运营安全。

彩虹桥存在的问题严重制约了区域交通,影响人民生活出行,亟待加固或改建解决存在问题;本文针对上述问题,主要研究了桥梁加固方案、两侧新建桥梁方案、拆除新建桥梁方案。

### 4 桥梁加固方案

桥梁加固主要研究以下 3 个方案:

(1)加固方案(彩虹桥在电厂路至南阳路立交段全桥加固),工期 20 个月,估算 4.5 亿<sup>[3]</sup>;

(2)部分加固部分改扩建方案(彩虹桥在电厂路

至京广路立交之间加固,京广路立交至南阳路立交之间改扩建),工期 22 个月,估算 6.0 亿<sup>[3]</sup>;

(3)近远期结合优化方案(京广路立交以西采用桥梁加固方案,京广路立交以东拆除老桥并新建双向 6 车道高架桥,同时在南北两侧各增加 4 车道高架,并设置匝道与京广路立交匝道和彩虹桥连接),工期 26 个月,估算 12.1 亿<sup>[3]</sup>。

加固方案存在以下优点:加固方案工程投资较低;加固方案整体工期较短。存在以下缺点:加固方案未能彻底根除桥梁的结构病害问题,彩虹桥设计使用寿命 50 a,加固段桥梁使用寿命 30 a 与 2013 年新建北三环快速化高架桥使用寿命 100 a 不一致,彩虹桥到达使用寿命后仍需拆除,将造成京广路立交和东侧北三环交通中断;京广快速路和南阳路立交之间路段距离短,车道数少,交通拥堵问题没有得到解决;加固方案除后期正常养护费外,需增加使用期间的连续监测,后维护期费用更高。

针对加固方案存在的缺点,增加两侧新建和拆除新建方案研究。

### 5 两侧新建桥梁方案

两侧新建桥梁方案主要为对现状北三环彩虹桥加固,同时两侧新建从科学大道立交至南阳路立交双向 6 车道高架桥,工期 20 个月,估算 15.8 亿。

方案存在以下优点:现状彩虹桥及两侧新建辅道桥,加固工程及新建工程可同时实施,且工期仅需 20 个月;同时存在以下缺点:(1)彩虹桥属于危桥,加固后需实时监测,影响桥下通行安全;(2)交通功能不完善,现状京广路立交东向南、北向东转向功能无法使用,科学大道主线交通流与南阳路立交无法衔接,南阳路立交丧失功能;(3)投资费用 15.0 亿,整体较高;(4)新建辅道桥两侧增加占地约 73 亩;(5)景观效果差;(6)铁路净空没有改善。

### 6 拆除新建桥梁方案

科学大道立交西向东交通流向由南向东、西向东、北向东组成,其中西向东 2 车道、北向东 1 车道(双车道匝道,单车道入口)在合流处合为 2 车道,与南向东 3 车道再合流,形成 5 车道断面向东延伸,在电厂路下桥匝道分流 2 车道后,主线以单向 3 车道向东延伸,在彩虹桥西渐变变为 2 车道,本次改造将主线双向 4 车道改为双向 6 车道方案;科学大道立交与京广立交之间的距离不到 800 m,京广立交与南阳



路立交之间的距离不到 450 m, 因立交之间距离较近, 需增设集散车道, 北三环在科学大道立交与京广路立交、京广路立交与南阳路立交间均设置为 3+1 车道, 见图 5。



图5 科学大道立交至南阳路立交交通图

拆除新建桥梁方案拆除现状北三环彩虹桥, 原位新建双向 8 车道(单向 3 个快车道, 1 个集散车道)高架桥, 同时完善京广快速路与北三环互通立交改建为全互通立交。

彩虹桥拆除方案按照逆施工的方法进行, 彩虹桥新建时在 2 孔 62 m 拱桥位置处进行拼装 122 m 拱桥, 拼装完成后拖拽至铁路上方, 然后再拼装 62 m 拱桥, 因此拆除方案结合新建时施工工序, 按照以下步骤拆除。

步骤一: 拆除纵梁顶混凝土(同时切割、吊装桥面系), 工期 2 个月;

步骤二: 安装临时支撑、同步拆除两个 62 m 拱肋,(同步拆除 122 m 纵梁顶混凝土, 切割、吊装桥面系), 工期 1.5 个月;

步骤三: 拆除纵横梁(同步加固 122 m 拱圈), 工期 1 个月;

步骤四: 加固桥墩、122 m 纵横梁、顶升、安装导梁、安装拖拉系统并完成调试(同步拆除西侧引桥并搭设支架), 工期 4 个月;

步骤五: 将铁路范围内 122 m 拱桥拖拽至空处, 工期 2 个月;

步骤六: 安装拱肋临时支撑, 拆除导梁、拱肋、纵横梁(同步拆除下部结构), 工期 3.5 个月;

拆除现状北三环彩虹桥采用拖拽施工方法, 工期 14 个月, 估算 1.1 亿。

新建方案一: 采用历史传承和纪念意义的拱桥, 顶推施工, 新建工期 20 个月, 估算 12.2 亿; 拆除与新建工期交叉施工 1 个月, 本方案总工期 33 个月, 总估算 13.3 亿。

新建方案二: 采用结构新颖的斜拉桥方案, 转体施工, 新建工期 27 个月, 估算 13.1 亿; 拆除与新建工期交叉施工 1 个月, 本方案总工期 40 个月, 总估

算 14.2 亿。

新建方案存在以下优点: 完善了科学大道与南阳路立交之间的交通功能, 立交与立交之间双向 8 车道, 从根本上消除了彩虹桥的交通“瓶颈”问题; 可同步改建京广路立交, 满足快速路与快速路交叉需设置立交要求; 拆除新建方案使用寿命更长, 运营阶段正常养护, 养护费用相对较低; 缺点主要为: 工程投资相对较高, 拆除+新建整体工期相对较长。

## 7 方案比选及建议

综合上述桥梁加固方案、两侧新建桥梁方案、拆除新建斜拉桥方案、拆除新建拱桥方案等 4 个方案, 分别从造价、工期、使用年限、运营维护、交通功能、技术标准及对铁路的影响等方面进行比较分析, 见表 1。

通过方案对比分析表可以看出, 加固方案具有造价低、工期短的优点, 但是彩虹桥加固使用寿命 20~30 a, 平均至每年的摊销仍然相对较高, 经济性相对较差; 同时彩虹桥使用寿命到期后仍需面临拆除问题, 对北三环交通存在二次影响; 拆除新建方案从使用年限、后期运营维护、对铁路通行净空改善、交通功能完善及技术标准等方面, 均具有明显优势; 综合比较后推荐拆除新建拱桥方案。

郑州市北三环彩虹桥所处地理位置特殊, 无论是现状桥加固, 还是拆除新建, 对北三环的交通和下方铁路均存在较大影响, 建议: 彩虹桥拆除位于铁路编组站咽喉区, 施工过中存在一定的风险和难度, 对铁路运营干扰大, 具体实施方案需铁路局批复; 桥梁拆除新建过程中, 现场条件复杂, 干扰因素多, 建设单位需提前做好风险评估。

## 8 结 语

郑州市北三环彩虹桥原设计采用 122 m+62 m+62 m+122 m 拱桥, 位于郑州北编组站咽喉区上方, 承担北三环快速路交通功能, 其结构形式复杂、地理位置和交通功能重要; 北三环彩虹桥改造需综合多方面因素考虑, 既要保证铁路运营安全, 又要满足城市建设的发展需要, 本文结合北三环彩虹桥原设计情况、现状桥梁结构病害、拆除施工方法、交通功能完善、新建桥结构形式等因素, 从造价、工期、技术标准和运营维护等方面进行比较分析, 为北三环彩虹桥方案的最后决策提供参考依据, 也可类似项目的实施提供借鉴。

表 1 方案对比分析表

| 项 目     | 拆除新建拱桥方案                           | 拆除新建斜拉桥方案                          | 加固方案 + 两侧新建方案                                | 加固方案                      | 对比分析 |                                                                               |
|---------|------------------------------------|------------------------------------|----------------------------------------------|---------------------------|------|-------------------------------------------------------------------------------|
| 造 价 / 亿 | 彩虹桥主桥                              | 7.2                                | 8.1                                          | 7.6                       | 2.9  | 拆除新建方案造价高(包含完善京广路立交为全互通 2.1 亿元),但全寿命周期内相比更经济                                  |
|         | 引桥                                 | 4.0                                | 4.0                                          | 5.4                       | 1.6  |                                                                               |
|         | 匝道                                 | 2.1                                | 2.1                                          | 2.0                       | /    |                                                                               |
|         | 总计                                 | 13.3                               | 14.2                                         | 15                        | 4.5  |                                                                               |
| 工期 / 月  | 33                                 | 40                                 | 20                                           | 20                        |      | 加固方案工期短,但使用寿命到期后仍需拆除,新建斜拉桥工期最长                                                |
| 使用年限 /a | 100                                | 100                                | 加固(20 ~ 30) 新建 100                           | 20 ~ 30                   |      | 拆除新建方案使用寿命更长                                                                  |
| 运营维护    | 正常养护                               | 正常养护                               | 正常养护 + 监测                                    | 正常养护 + 监测                 |      | 加固方案除后期正常养护费外,增加连续监测,后期费用更高                                                   |
| 对铁路影响   | 铁路净空 8.5 m                         | 铁路净空 8.5 m                         | 铁路净空 7.8 m                                   | 铁路净空 7.8 m                |      | 拆除新建方案铁路净空改善                                                                  |
| 交通功能    | 完善了科学大道 - 南阳路立交交通功能,立交与立交之间双向 8 车道 | 完善了科学大道 - 南阳路立交交通功能,立交与立交之间双向 8 车道 | 加固车道宽度双向 6 车道,新建双向 6 车道,两侧新建与京广快速路、南阳路立交不能衔接 | 加固后车道宽度双向 6 车道            |      | 拆除新建方案完善科学大道 - 南阳路交通功能,立交与立交之间双向 8 车道,完善京广路立交为全互通(或预留条件);两侧新建与京广快速路、南阳路立交不能衔接 |
| 荷载等级    | 城 -A 级                             | 城 -A 级                             | 加固城 -B 级 新建城 -A 级                            | 城 -B 级(主桥) <sup>[2]</sup> |      | 城 -B 级 =0.75 倍 × (城 -A 级)                                                     |
| 行车速度    | 80 km/h                            | 80 km/h                            | 加固 50 km/h 新建 80 km/h                        | 50 km/h(主桥)               |      |                                                                               |
| 推荐意见    | 推 荐                                |                                    |                                              |                           |      |                                                                               |

参考文献:

[1] 郑州铁路局郑州勘测设计院.郑州市北环路上跨铁路枢纽站 122 m+62 m+62 m+122 m 曲线下承式钢管混凝土桁梁立交桥施工图设计[Z].1994.

[2] 河南省交通规划设计研究院股份有限公司,中铁工程设计咨询集团有限公司.郑州市北环跨铁路编组站大桥主桥大修改造工程施工图设计[Z].2016.

[3] 郑州市政工程勘测设计研究院.彩虹桥引桥加固及交通优化方案汇报[R].2019.

[4] 河南省公路工程试验检测中心有限公司.郑州市北环跨编组站大桥定期检测及安全状态实时监控项目桥梁检查报告[R].2019.

[5] 陈宝春.钢管混凝土拱桥设计与施工[M].北京:人民交通出版社,1999.

[6] 王庭英,金志展.钢管混凝土桥梁钢结构制造与安装[M].北京:人民交通出版社,2003.

(上接第 66 页)

通过对大桥上、下部构造尺寸进行严谨的设计,并且通过仿真软件的验算分析,各项指标均满足规范要求,可为同类型桥梁设计、计算提供参考。

参考文献:

[1] 陈冠华.独塔斜拉桥组合桥塔设计与受力性能分析[J].中国市政工

程,2021(5):74-81.

[2] 牛伟迪.神农湖独塔斜拉桥设计分析[J].城市道桥与防洪,2021(6):79-84.

[3] 王子文,徐世文,邓露,郭金龙.变截面椭圆形独塔斜拉桥塔—梁结合段模型试验研究[J].中外公路,2019(4):83-88.

[4] JTG/T 3365-01—2020,公路斜拉桥设计规范[S].

# 昌景黄铁路高框架墩设计关键技术研究

邢雨,左家强,万明

(中国铁路设计集团有限公司,天津市300142)

**摘要:**首先分析了目前国内最高的铁路框架墩结构——南昌经景德镇至黄山铁路高达43 m框架墩的受力特点,并结合具体工点开展了双层框架墩方案与原方案的比较,最后通过有限元模型分析了双层结构方案的可行性。研究结果表明:(1)铁路框架墩以承受竖向荷载为主,其结构可以用输入基础刚度刚架模型进行模拟;(2)对于本工点而言,双层框架墩方案较原方案造价节省7%,并且更加安全、美观;(3)本工点采用放坡增大墩宽的方法可确保结构纵向刚度;(4)按照双层框架墩方案提出的结构尺寸及配束方案,横梁、墩柱运营工况及施工工况下各检算结果均满足《铁路桥涵设计规范》(TB 10002—2017)要求。

**关键词:**铁路;框架墩;高墩;双层;刚度

**中图分类号:**U449.1

**文献标志码:**A

**文章编号:**1009-7716(2022)09-0086-05

## 0 引言

在铁路桥梁建造中,部分地区由于既有道路及管线错综复杂,桥梁小角度交叉点越来越多,而框架墩结构由于灵活的布置方式,应用越来越广泛。我国铁路采用跨区间无缝线路,为了保证桥上无缝线路的稳定性和安全性,同时保证桥梁结构的受力安全,桥墩具有一定的刚度要求,因此桥墩越高,尺寸往往越大。

田万俊等<sup>[1]</sup>对城市轻轨铁路中采用的预应力混凝土框架墩的设计要点和方法进行了详细介绍;宋顺忱等<sup>[2-3]</sup>对津秦客运专线连续梁-框架墩体系结构刚度、空间受力行为、地震响应、温度变形对结构体系的影响、铺设无砟轨道的适应性等关键问题进行了研究;张世基<sup>[4]</sup>对重载铁路大跨度预应力混凝土框架墩进行了实例分析;孙智峰<sup>[5]</sup>、历付<sup>[6]</sup>对铁路钢横梁框架墩设计进行了研究。

目前国内铁路尚无40 m以上高度框架墩结构。因此,在设计这种结构时,需要依据铁路框架墩的受力特点,依据工点具体情况,制定合适的设计方案。

## 1 工程概况

南昌经景德镇至黄山铁路工程(昌景黄铁路)景北折返线19~22号墩,初步设计拟采用框架墩结构

形式跨越景北右线(下层铁路)及瓷源路(最下层公路),其墩高36.5~43 m。昌景黄铁路为中国铁设EPC总承包项目,设计单位提供的初步设计方案立面图、平面图见图1、图2。

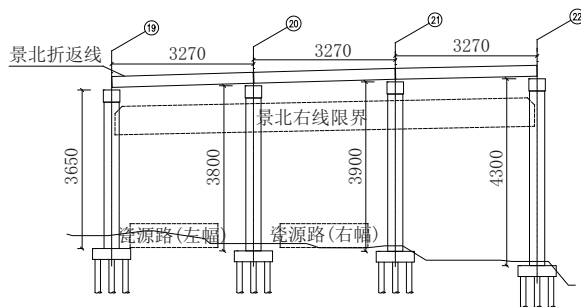


图1 初步设计方案立面图(单位:cm)

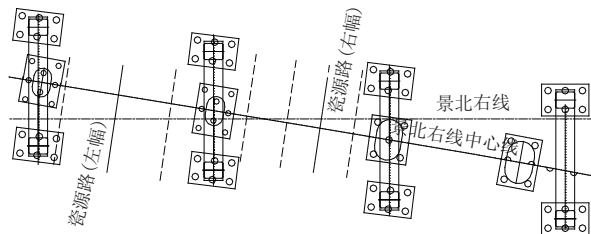


图2 初步设计方案平面图

景北折返线、景北右线以下分别简称上层铁路、下层铁路,关键边界条件如下:

(1)线路条件:上下层均为单线铁路;设计速度目标值200 km/h;景北折返线位于直线段落,景北右线位于缓和曲线段落( $R=800$  m)。

(2)轨道标准:上下层均铺设无缝线路,单位长度钢轨质量60 kg/m。

(3)轨道类型及轨道高度:上下层均采用有砟轨道,轨顶(内轨轨面)至梁顶0.886 m。

收稿日期:2022-01-04

基金项目:中国铁路设计集团有限公司科技开发课题(2019YY320609)

作者简介:邢雨(1992—),男,硕士,工程师,从事铁路桥梁设计工作。



(4)设计活载:ZK 活载。

(5)地震动峰值加速度  $a=0.05g$ ,地震动反应谱特征周期  $0.35\text{ s}$ 。

2 铁路框架墩受力特点研究

2.1 铁路框架墩荷载特点研究

铁路框架墩结构平面一般垂直于线路方向(或稍微偏离垂线),其承受的荷载可以分为平面外荷载、平面内荷载、其他荷载。

铁路框架墩所承受的平面外荷载一般包括:纵向风力、钢轨伸缩力、钢轨挠曲力、钢轨断轨力、列车制动力、顺桥向地震力等。当受到顺线路方向的作用力时,其结构模型类似于普通铁路桥墩,结构模型可以抽象为一端固结的悬臂杆,计算比较简单,但墩顶纵向位移对结构尺寸影响较大。

铁路框架墩索承受的平面内荷载又分为竖向力与横向水平力。一般来说,铁路框架墩承受较大的竖向荷载,通过支座直接作用在框架墩横梁上,包括箱梁与轨道结构质量、列车竖向荷载、运架梁荷载等。以昌景黄铁路单线 32 m 有砟简支梁为例,其支座竖向反力见表 1。

表 1 支座竖向反力 单位:kN

| 支座位置         | 箱梁  | 二恒  | 活载 1 | 活载 2 | 运梁    | 架梁    |
|--------------|-----|-----|------|------|-------|-------|
| 运架起<br>点侧 左侧 | 927 | 995 | 751  | 671  | 2 640 | 0     |
| 点侧 右侧        | 927 | 995 | 751  | 671  | 2 640 | 0     |
| 运架终<br>点侧 左侧 | 927 | 995 | 592  | 671  | 2 640 | 3 209 |
| 点侧 右侧        | 927 | 995 | 592  | 671  | 2 640 | 3 209 |

铁路框架墩所承受的横向水平力包括离心力、摇摆力、横向风力等。横向水平力造成横向挠度、水平折角,是横向刚度的主要控制荷载。横向水平力对平面内结构内力也有一定影响,但数值较小,以横向摇摆力为例,《铁路桥涵设计规范》(TB 10002—2017)规定,高速铁路横向摇摆力取 80 kN,与竖向荷载不在一个数量级。

其他荷载包括基础不均匀沉降、温度荷载等,一般与结构刚度、基础刚度关联性较大;刚度越大,沉降及温度造成的内力越大<sup>[7]</sup>。

2.2 铁路框架墩内力特点研究

框架墩下部一般采用桩基础,一些研究认为框架墩力学模型可以抽象为下部约束是介于铰接与固结之间的刚架结构,但需要研究得出结论。根据上述分析,铁路框架墩所承受的荷载主要为通过支座传递下来的竖向集中力,故可以通过建立 Midas 模型,

分析框架墩受力特点。

图 3~图 5 为同一结构尺寸的刚架墩底分别为固结、铰接以及采用输入基础刚度<sup>[8]</sup>时,横梁施加 1 000 kN 竖向力时的弯矩图,其中输入刚度与实际常规铁路框架墩所采用的刚度数量级基本一致<sup>[8]</sup>。

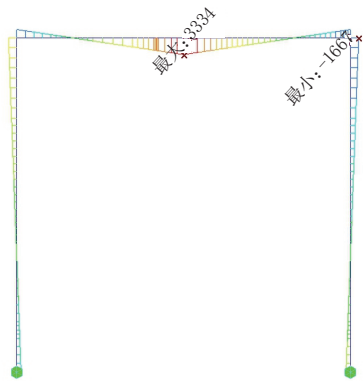


图 3 固结模型弯矩图(单位:kN·m)

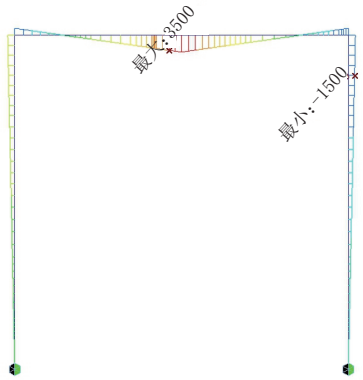


图 4 铰接模型弯矩图(单位:kN·m)



图 5 输入刚度模型弯矩图(单位:kN·m)

由图 3~图 5 可知,输入刚度模型受力特点与固结刚架模型基本一致。进一步建立不同基础刚度的 Midas 模型,得到如下结论:

(1)输入刚度模型在荷载作用下存在整体位移,而固结模型不存在。

(2)固结模型在温度及基础不均匀沉降作用下造成的内力非常大,相当于输入刚度模型的基础刚度提高数个数量级。

因此,铰接模型与铁路框架墩实际受力特点不

符;固结模型相对保守,会造成不必要的投资;输入刚度模型较为符合铁路工程实际。

3 双层方案研究

通过对边界条件的梳理,可以发现上下层铁路桥跨布置基本对应,且均属昌景黄铁路项目,可以同期施工。因此可以研究双层框架墩方案,与原初步设计方案进行对比。

由图 2 可知,初步设计方案中景北右线与景北折返线桥跨布置不一致,并存在较大夹角,因此作如下调整:

(1)下层景北右线 18~19 号墩之间原为 24.6 m 简支梁,19~20 号墩之间原为 32.6 m 简支梁,为了与上层景北折返线跨度基本一致,将 2 片梁位置对调,即 18~19 号墩之间改为 32.6 m 简支梁,19~20 号墩之间改为 24.6 m 简支梁。

(2)原初步设计框架墩横梁中心线与上层景北折返线垂直,并与下层景北右线存在较大交叉角度。双层框架墩布置时,横梁中心线与景北折返线、景北右线均存在较小的斜交角度,以免横梁过宽或增加齿块结构。

(3)调整框架墩平面位置,使得上下层箱梁合力作用于横梁中心线。

调整后的双层框架墩方案立面、平面布置图见图 6~ 图 8。

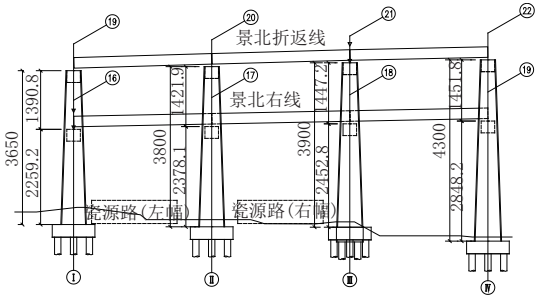


图 6 双层框架墩方案立面图(单位:cm)

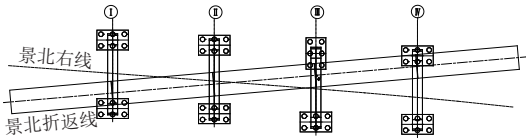


图 7 双层框架墩方案平面图(上层)

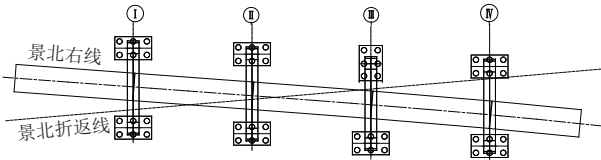


图 8 双层框架墩方案平面图(下层)

双层框架墩方案与原方案相比,少了 4 个普通桥墩及相应的桩基础,但是多了 4 个横梁及相应的

预应力。因此,在控制相同计算指标的情况下,对其工程量及投资进行比较。方案工程量及投资对比见表 2。

表 2 方案工程量及投资对比

| 方案   | 混凝土 /m <sup>3</sup> | 钢筋 /t | 钢绞线 /t | 桩基 /m |       | 花费 / 万元 |
|------|---------------------|-------|--------|-------|-------|---------|
|      |                     |       |        | 1.0   | 1.5   |         |
| 原方案  | 8 907               | 1 193 | 50     | 1 115 | 1 440 | 1 733.2 |
| 双层方案 | 7 860               | 1 168 | 100    |       | 1 734 | 1 604.5 |

由表 2 可见,双层框架墩方案较原方案节省投资 128.7 万元,造价节省 7%。

除此之外,双层框架墩方案还存在以下优点:

(1)双层方案超静定次数较高,具有较强的结构鲁棒性,安全可靠<sup>[9-10]</sup>。

(2)双层方案多一道横梁,极大改善了横向刚度,避免了墩体横向放坡。

(3)从模型图上看,双层方案十分稳重,给人以一种安全感,并且双层方案避免了原方案单层框架墩+普通墩交错杂乱的视觉感,上下双层的立体式交通具有现代气息。

因此本工点采用双层框架墩方案。

4 结构计算

双层框架墩上架设单线 32 m 或 24 m 预应力简支箱梁,墩全高 36.5~43 m。

双层框架墩参数表见表 3。

表 3 双层框架墩参数表

| 墩号  | 墩高 /m | 景北折返线(上层) |           | 景北右线(下层) |           |
|-----|-------|-----------|-----------|----------|-----------|
|     |       | 上层墩号      | 上部梁跨      | 右层墩号     | 上部梁跨      |
| I   | 36.5  | 19        | 32 m+32 m | 16       | 32 m+32 m |
| II  | 38    | 20        | 32 m+32 m | 17       | 32 m+32 m |
| III | 39    | 21        | 32 m+32 m | 18       | 32 m+32 m |
| IV  | 43    | 22        | 32 m+32 m | 19       | 32 m+24 m |

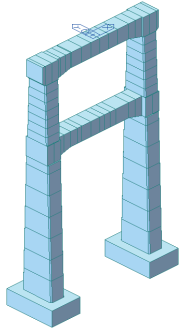


图 9 双层框架墩有限元模型

景北折返线(上层)第 19、20、21、22 号架墩,对应景北右线(下层)墩号为 16、17、18、19,为便于说明分别用 I、II、III、IV 号框架墩表示。框架墩横梁计

算跨度为 22 m,采用矩形截面,顺桥向宽 3.2 m,高 2.8 m,与墩相接处设置加腋;墩柱横桥向(垂直线路方向)墩底宽 3.0 m,顺桥向(沿线路方向)墩顶宽 3.6 m,向下按照 1:30 放坡。使用 Midas 建立双层框架墩有限元模型,见图 9。

#### 4.1 刚度检算

铁路钢轨除了受到列车运营时的动弯力及长钢轨锁定时的温度应力以外,还要承受由于梁体伸缩变形和列车制动引起的附加应力,因此需要保证轨道的强度和稳定性,而这些附加应力的值与下部结构的刚度以及桥梁跨度是密切相关的。此前国内最高铁路框架墩为京石客专左联特大桥某框架墩(38.5 m)<sup>[11-12]</sup>,而本工点结构高度最大的Ⅳ号墩高达 43 m,为了增加纵向刚度,采用放坡增大尺寸的方法。Ⅳ号墩墩顶纵向宽 3.6 m,向下按照 1:30 放坡,墩底纵向宽达 6.467 m。

根据《铁路桥涵设计规范》第 5.4.3 节规定,当不做梁-轨共同作用分析时,墩台顶纵向水平刚度不宜小于表 4 所示的客货共线、高速铁路墩台顶纵向水平刚度限值。

表 4 客货共线、高速铁路墩台顶纵向水平刚度限值

| 桥墩 / 桥台 | 跨度 /m | 最小水平线刚度 /( $\text{kN} \cdot \text{cm}^{-1}$ ) |       |
|---------|-------|-----------------------------------------------|-------|
|         |       | 双线                                            | 单线    |
| 桥墩      | ≤12   | 100                                           | 60    |
|         | 16    | 160                                           | 100   |
|         | 20    | 190                                           | 120   |
|         | 24    | 270                                           | 170   |
|         | 32    | 350                                           | 220   |
|         | 40    | 550                                           | 340   |
|         | 48    | 720                                           | 450   |
| 桥台      |       | 3 000                                         | 1 500 |

对于本工点采用的双层框架墩方案,上下两层铁路均为单线,存在 3 种不利工况:

- (1)仅上层铁路有列车通过。
- (2)仅下层铁路有列车通过。
- (3)上下层铁路列车同时通过(同向)。

因此,本工点双层框架墩兼具单线、双线铁路下部结构的特点,建议采用如下评判标准:

(1)按照双线铁路标准,在首层支座中心位置作用纵向单位力,满足水平线刚度不小于 350  $\text{kN/cm}$  要求。

(2)按照单线铁路标准,在首层及二层支座中心位置同时作用纵向单位力,双层框架墩满足水平线刚度不小于 220  $\text{kN/cm}$  要求(以墩顶位移进行判

断)。

结构高度最大的Ⅳ号墩(43 m)按照上述标准施加荷载得到的刚度数值分别为 385  $\text{kN/cm}$ 、261  $\text{kN/cm}$ ,满足《铁路桥涵设计规范》要求。此外,《铁路桥涵设计规范》要求的竖向梁端转角、静活载挠度、墩顶纵横向位移、徐变变形等其余刚度指标也满足要求。

#### 4.2 强度检算

以Ⅳ号墩为例,在框架墩自重与箱梁荷载等竖向荷载作用下,Ⅳ号墩承受竖向荷载的内力图见图 10。根据该内力图,布置上下横梁预应力钢束。Ⅳ号墩上下层横梁预应力布置见图 11、图 12,钢束弯起位置随支座位置进行调整。

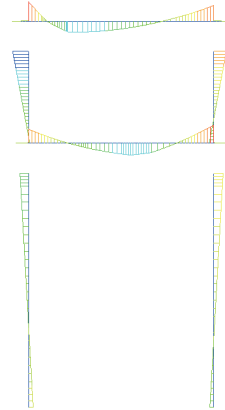


图 10 Ⅳ号墩承受竖向荷载内力图

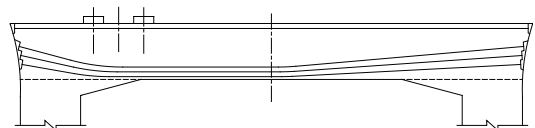


图 11 Ⅳ号墩上层横梁预应力布置

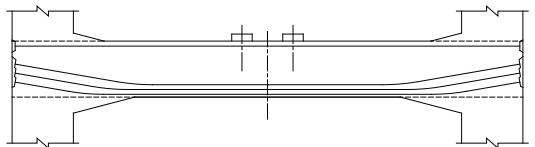


图 12 Ⅳ号墩下层横梁预应力布置

框架墩横梁控制位置检算结果见表 5,表中应力数值拉为负,压为正。

经检算,上下层横梁运营工况下均保持全截面受压,截面强度安全系数、抗裂安全系数、主应力等各项指标均满足《铁路桥涵设计规范》要求。由表 5 可知,框架墩墩柱按照钢筋混凝土桥墩进行检算,混凝土压应力、钢筋拉应力及裂缝宽度均满足《铁路桥涵设计规范》要求。

本工点采取先支架现浇下层结构并预留接长钢筋,待下层运架梁结束后继续施工上层立柱及横梁的施工步骤,施工工况又分为上层横梁停、运、架工



表 5 框架墩横梁控制位置检算结果

| 项目            | 运营工况检算 |       |
|---------------|--------|-------|
|               | 主力     | 主附    |
| 上翼缘最大正应力 /MPa | 10.30  | 13.40 |
| 上翼缘最小正应力 /MPa | 2.50   | 0.70  |
| 下翼缘最大正应力 /MPa | 10.90  | 12.10 |
| 下翼缘最小正应力 /MPa | 1.10   | 0.40  |
| 最大剪应力 /MPa    | 1.10   | 1.20  |
| 上翼缘抗裂安全系数     | 1.55   | 1.51  |
| 下翼缘抗裂安全系数     | 1.48   | 1.37  |
| 最大主压应力 /MPa   | 13.45  | 17.16 |
| 最大主拉应力 /MPa   | -0.85  | -1.53 |
| 正截面强度安全系数     | 2.53   | 2.47  |

况及下层横梁停、运、架工况。经检算,各施工工况横梁及墩柱检算均满足《铁路桥涵设计规范》要求。

5 结 语

- (1)铁路框架墩以承受竖向荷载为主,其结构可以用输入基础刚度刚架模型进行模拟。
- (2)对于本工点而言,双层框架墩方案较原方案造价节省 7%,并且更加安全、美观。
- (3)本工点采用放坡增大墩宽的方法确保结构纵向刚度,并提出了双层框架墩刚度限值的 2 种标准。
- (4)按照本方案提出的结构尺寸及配束方案,横梁、墩柱运营工况及施工工况下各检算结果均满足《铁路桥涵设计规范》要求。

(5)昌景黄铁路双层框架墩最高 43 m,为目前国内最高的铁路框架墩结构。本研究为国内铁路类似项目的建设提供了借鉴意义。

参考文献:

[1] 田万俊.预应力混凝土框架墩设计研究[J].铁道标准设计,2003(8):67-68.

[2] 张春芳,宋顺忱.津秦客运专线连续梁-框架墩设计[J].铁道标准设计,2011(9):48-51.

[3] 宋顺忱,吴大宏.客运专线连续梁-框架墩体系几个问题探讨[J].铁道标准设计,2012(5):100-102.

[4] 张世基.重载铁路大跨度预应力混凝土框架墩设计实例分析[J].铁道勘察,2014(1):101-104.

[5] 孙智峰.高速铁路大跨度钢箱门式墩的设计研究[J].铁道工程学报,2019(4):43-47.

[6] 历付.高速铁路高立柱大跨度钢横梁框架墩设计研究[J].中国铁路,2019(4):94-102.

[7] 邓双.桥面温度及徐变变形对连续梁框架墩桥列车走行性影响研究[D].长沙:中南大学,2013.

[8] 刘孟云.基础刚度对框架墩地震响应的影响[J].高速铁路技术,2016(10):16-19.

[9] 张洁,管仲国,李建中.双层高架桥梁框架墩抗震性能试验研究[J].工程力学,2017(2):120-128.

[10] 王新山.双层桥梁门式墩的抗震性能研究[D].大连:大连理工大学,2013.

[11] 牛远志.京石客运专线重点桥渡设计综述[J].铁道标准设计,2015(5):90-93.

[12] 荀嘉雷.京石客专左联特大桥框架高墩设计[J].铁道工程学报,2012(12):69-71.

(上接第 70 页)

[6] 万鹏,马翥.宁波外滩大桥附属人行桥设计[J].世界桥梁,2013,41(4):5-9.

[7] 周晖,王鹏,沈阿三,等.机非分层城市桥梁应用与展望[J].公路,2016,61(1):101-105.

[8] 严潇.丰城市紫云大桥人非系统设计与研究[J].城市道桥与防洪,2022(2):88-90.

[9] 魏华.垂直电梯在越江桥梁工程中的应用初探[J].城市道桥与防洪,2019(10):193-195,203.

[10] 杨寿忠,向中富,朱光华,等.重庆嘉悦大桥下置式人行道设计与施工技术[J].重庆建筑,2012,11(6):24-26.

[11] 吴刚.吴淞江大桥车辆激励对人非桥行人舒适性的影响研究[J].中国市政工程,2012(3):24-27,104.

# 株洲清水塘大桥双层钢桁拱桥下部结构设计

蔡梦非, 顾民杰, 吴万忠, 夏睿杰

(西安市政设计研究院有限公司, 陕西 西安 710068)

**摘 要:** 结合株洲清水塘双层桁架拱桥工程, 详细分析讨论了主桥下部结构的设计要点, 在水位落差大、阻水率要求高、船舶撞击作用、外形景观美观、拱桥施工工艺等外部条件限制下, 对桥墩桩基承台布置、受力模式、构造细节等进行了深入研究, 介绍了设计的方法和内容, 总结归纳了特大跨径跨江桥梁下部结构设计经验。

**关键词:** 桥梁下部设计; 基础冲刷深度; 阻水率; 船撞作用力; 桩基布置优化

中图分类号: U44

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2022)09-0091-04

## 0 引言

清水塘大桥位于湖南省株洲市, 主桥上跨湘江, 湘江水位涨落差大、泄洪需求高, 且桥位紧邻工业码头, 通航等级高且航线复杂, 对大桥下部结构设计提出较高的要求, 合理的基础形式、合适的标高、以及统筹考虑施工过程的构造设计, 可以有效降低工程造价、减小施工难度、减少对周边环境的影响。

## 1 工程概况

株洲清水塘大桥跨湘江主桥采用  $L=100+408+100$  m 的双层钢桁架拱桥, 三跨连续结构, 拱脚墩顶设置球钢支座, 上层桥面宽 32 m, 车行道净宽 24.5, 双向 6 车道; 下层布置慢行人非道, 吊杆区净宽 10 m。湘江设计通航标准为 II (3) 级航道 (2 000 吨级船舶), 最高通航水位 41.96 m, 通航净高 10 m, 通航宽度包含码头水域和通航水域, 总宽不小于 377 m。湘江三百年一遇设计水位 44.51 m, 低水位 30.0 m, 主航道河床底标高 22~24 m, 河漫滩标高 30~40 m, 如图 1。

## 2 下部结构方案比选

### 2.1 工程地质

拟建桥位出露的岩性为红砂岩, 组成岩性为粉砂岩夹泥质粉砂岩或粉砂岩与泥质粉砂岩互层, 中细砂岩及砂砾岩多以夹层的型式存在, 其中风化带在河床区域直接出露, 岩石结构及层理清晰, 岩质较新鲜, 节理裂隙较发育, 岩体完整性较好, 岩芯钻采芯率较高, 岩芯呈柱状。土、石类别为软石, 土、石等

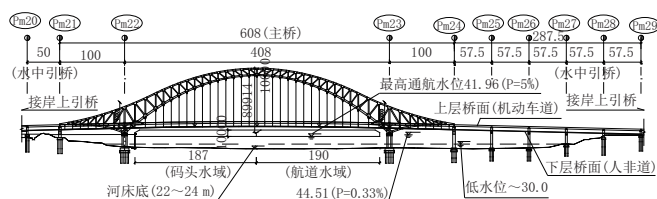


图1 清水塘大桥立面布置(单位:m)

级为 IV 级。层顶高程为 18.37~45.89 m, 厚度为 21.50~37.00 m。中风化红砂岩天然湿度单轴抗压强度标准值 9 MPa。

### 2.2 主桥下部结构方案比选

#### 2.2.1 桥墩基础冲刷与基础形式选择

根据本桥总体设计, 主桥主墩、边墩和水中引桥桥墩位于湘江河道内, 河床中风化岩层露出, 可作为桥梁基础的持力层, 桥墩基础可以选择扩大基础形式, 同时该岩层抗压强度较低, 根据当地工程经验, 也可采用桩基础形式。考虑到湘江流域泄洪需求高、泄洪流量较大、汛期含沙量高等特点, 按照《公路工程水文勘测设计规范》(JTG C30—2015) 对扩大基础桥墩冲刷深度进行初步估算, 水利参数如下:

(1) 本工程设计河床底标高 24 m, 设计常水位标高 35.0 m, 设计洪水位标高 43.51 m;

(2) 设计流速  $V_0$ : 2 m/s;

(3) 频率为 P% 的设计流量  $Q_p$ :  $P=1\%$ , 23 900  $m^3/s$ ;

(4) 多年平均含沙量: 0.09  $kg/m^3$ , 汛期含沙量  $\rho=0.62 kg/m^3$ 。

主墩冲刷后最大水深约 20 m, 冲刷深度至现状河床底约 10 m, 冲刷深度较深, 若采用扩大基础, 会对基础稳定有较大风险, 因此水中桥墩采用桩基础。

#### 2.2.2 桥墩基础埋深比选

根据株洲水文站观测资料, 湘江每年三至七月为

收稿日期: 2021-12-16

作者简介: 蔡梦非(1989—), 男, 工学学士, 金融硕士, 工程师, 从事桥梁设计和咨询工作。

丰水期,多发生洪水,十至十二月为枯水期,全年水位高差超过 10 m。设计时对低桩承台和高桩承台方案进行了比较。

#### (1)低桩方案优点:

承台与桩基低于低水位,水位涨落不影响桥梁景观。施工时由钢围堰控制施工条件,受水位涨落影响小。

#### (2)低桩方案缺点:

施工需采用钢围堰、承台封底混凝土,措施费用较高<sup>[1]</sup>。

#### (1)高桩方案优点:

在河床地形复杂区域具有优势,桥梁下部整体施工措施费用较低,钢护筒桩基施工工艺成熟。

#### (2)高桩方案缺点:

承台位置较高,受船舶撞击或在地震作用下对桩基不利。施工过程受水位影响较大<sup>[2]</sup>,尤其承台施工措施较为复杂。

可见两种承台标高方案各有优劣,但本工程从总投资规模和经济效益考虑,主桥仅跨越通航水域,仍有部分引桥布置于水中,共有 7 个桥墩处于泄洪过水断面中。根据桥位处水利规划,本工程实施前百年一遇过水断面河道宽 835 m、面积 14 712 m<sup>2</sup>,经计算高承台布置阻水率 5.2%;低承台布置阻水率 3.7%。

按照《湖南省涉河桥梁水利技术规定》的规定,长株潭城区阻水率不大于 3.5%,湘江干流城市段不大于 5%,综合考虑阻水率、船舶碰撞和施工工艺等因素,最终设计选择将水中桥墩承台埋入现状河床底。现场需对现状河床爆破开挖后,采用钢围堰施工下部结构。

### 2.3 主墩钢围堰方案

主墩采用矩形双壁无底钢围堰围护结构,使承台桥墩处于干作业环境进行施工。通过查阅并统计桥位处近十年的水位,高于 36 m 的比率仅占 0.81%,钢围堰顶标高设计值取 37 m,底标高与封底混凝土底齐平,总高 20 m,共分为 4 节。

围堰壁厚 1.5 m,在承台间预留 1 m 施工空间,内壁和外壁板厚均为 8 mm,并设置水平对撑、水平斜撑、水平围檩、竖梁等加劲措施。

## 3 下部结构防撞设计

### 3.1 船舶撞击作用计算方法比较

综合考虑拟建桥梁所在航段船舶通航实际状

况、船型规划情况及港口规划和航道发展规划等,根据《内河通航标准》(GB 50139—2014)本工程船舶撞击力标准及防撞方案研究的通航代表船型如表 1 所示。

表 1 通航代表船型尺度表

| 船型                    | 长/m | 宽/m  | 设计吃水/m |
|-----------------------|-----|------|--------|
| 3 000 t 级货船           | 95  | 16.2 | 3.2    |
| 2 000 t 级驳船队(1 顶 2 驳) | 182 | 16.2 | 2.6    |

船舶撞击力的计算方法包括经验公式计算法、动力数值模拟法、有限元瞬态动力分析法,本工程通过对国内外规范经验值的比较,并参考本工程船撞专题研究中有有限元方法计算的结果如表 2 所示,最终确定合理的撞击力设计值。

表 2 设计船舶撞击力取值比较

| 桥墩     | 防撞船型<br>DWT | 设防速度<br>$/(m \cdot s^{-1})$ | 横桥向撞击力设计值/MN |      |             |      |
|--------|-------------|-----------------------------|--------------|------|-------------|------|
|        |             |                             | 公规           | 铁规   | AAS-<br>HTO | 有限元  |
| 计算主桥主墩 | 3 000 t 级   | 4.30                        | 19.6         | 10.0 | 28.3        | 36.5 |
| 主桥边墩   | 2 000 t 级   | 2.50                        | /            | 4.7  | 13.4        | 16.4 |
| 引桥桥墩   | 2 000 t 级   | 1.45                        | /            | 2.8  | 7.8         | 9.6  |

注:(1)表中规范简称为:《公规》——《公路桥涵设计通用规范》(JTG D60—2015)《铁规》——《铁路桥涵设计规范》(TB 10002—2017)AASHTO——美国 AASHTO 规范(8th Edition,2017/09)

(2)表中“/”代表规范未给出设计值,宜采取专项论证。

可见,AASHTO 规范的设计值最接近有限元方法模拟得到的结果,可以作为工程设计的近似估算方法。但是,AASHTO 规范的经验公式只规定了横桥向设计值,纵桥向设计值可根据《公规》经验值规律和《铁规》经验公式的计算结果,取横桥向设计值的 0.5~0.8 倍。

### 3.2 桥墩构造措施

由于湘江水位的大幅涨落差,并且因阻水率将承台埋入河床底,导致水中桥墩立柱高度较高,在船舶撞击作用时,虽然主桥边墩和引桥桥墩在柱顶设置系梁形成了框架结构,但在横桥向巨大的撞击作用下柱底仍会产生较大弯矩设计值,此外在顺桥向作用下,根据桥墩的空间杆系有限元模型分析结果显示,被撞击的单根立柱要承担 70%的作用,相邻立柱只能分担 30%,仅按上述常规构造设计的立柱底两个方向弯矩值都会超过截面承载力设计值。

如图 2 所示,本工程在两立柱底部之间设置了横向连墙,连墙顶标高略高于低水位但低于常水位,



不影响桥梁景观;连墙顺桥向宽度小于立柱宽度,不影响阻水率;但连墙的设置大幅增加了桥墩横桥向的框架刚度,也有效减小了立柱的计算高度,使得撞击作用下柱身和柱底内力都明显改善,如图3所示,在横向撞击力16 400 kN作用下,柱底最大弯矩由92 475 kN/m减小至59 586 kN/m。

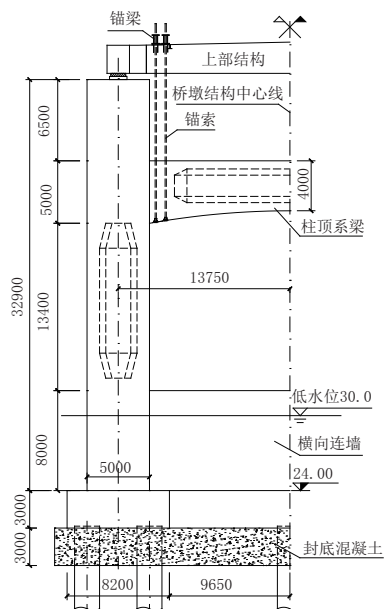


图2 主桥边墩构造横桥向立面(单位:mm)

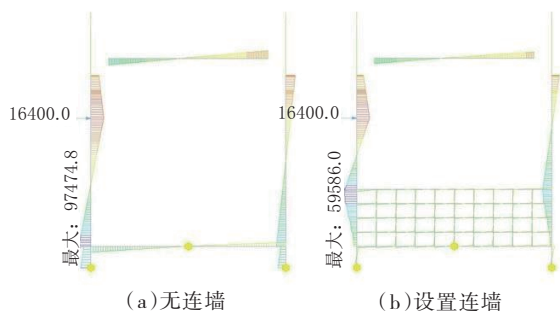


图3 横桥向撞击作用下主桥边墩柱底弯矩值对比(单位:kN/m)

### 3.3 主桥防撞系统

主桥防撞系统包含主动防撞(技术防撞)和被动防撞(物理防撞)。主动防撞由监控中心、业务现场及应急中心三部分组成预警与碰撞取证系统,系统对过往船舶、工程船舶、靠离泊船舶实施有效监控,防止船舶撞桥事件的发生。

3 000 t级船舶撞击主墩最危险的情况为压载最高通航水位撞击和满载最低通航水位撞击。主墩可能遭受船舶撞击的部位为墩身,整体的撞击范围为26.00 m~49.96 m。

根据桥位处水位变化和桥墩自身结构,被动防撞建议主墩采用浮式释能附体防撞设施,由钢板组成,内部通过型材、板材、肘板等组成骨架,内外部通过焊接形成一个整体附着在桥墩外侧,并填充吸能

材料。防撞设施的保护机理是通过释能附体自身的结构变形屈曲和压溃等来吸收船舶撞击能量,同时改变船撞力的分布,以起到缓冲和消能的作用,以最大限度的减少桥墩、船舶和防撞设施的损伤。

其他水中引桥桥墩自身结构抗撞能力较低,且处于非通航水域,可采用浮体系泊拦截体系进行拦截,由浮体、拦截索、拦截锚链、锚碇沉块等组成,可随水位上下浮动,以阻止失控船舶的撞击。

## 4 主墩构造设计

### 4.1 主墩构造

清水塘大桥主桥主墩根据桥梁景观和总体计算采用实体空心墙式墩,如图4所示,桥墩平面呈哑铃形,迎水面采用圆形设计,顺桥向宽8 m,横桥向长34.4 m,总高21 m,标准墩壁厚1 m,顶部支座平台设防浪溅构造和泄水孔。主墩承台尺寸为13.6 m×41.1 m,厚度4 m,桩基嵌入基岩,采用大直径钻孔桩。

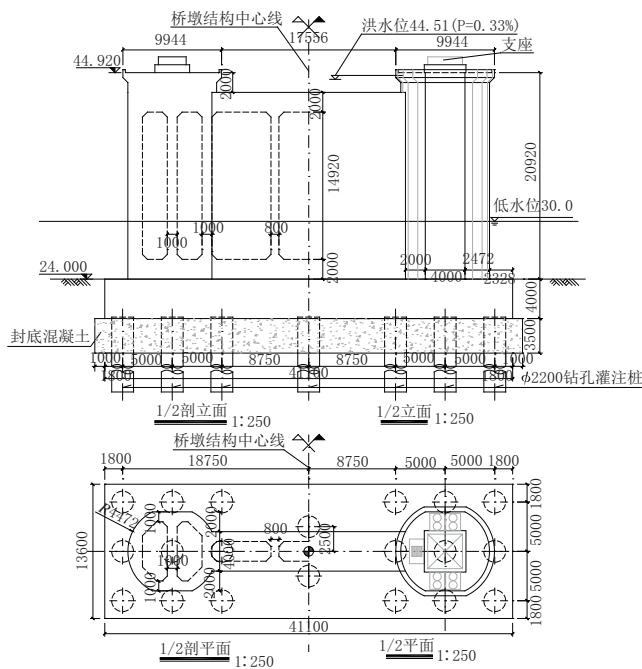


图4 主桥主墩构造(单位:mm)

### 4.2 主墩与承台有限元模型

主墩桩基根数、布置和桩径的选择与上部支反力在桥墩中的传力机理密切相关,因此将整个主墩与承台建立实体有限元模型,分析比较在标准组合工况竖向支反力作用下,两种不同桩基布置的桩顶反力情况,一种为桩基平面均匀布置,另一种为桩基集中布置于支座下方区域。模型基本参数如下:

- (1)混凝土弹性模量32 500 MPa,容重25 kN/m<sup>3</sup>;
- (2)建模桩长1 m,桩底平面按固结约束;
- (3)单个支座竖向力85 000 kN。

### 4.3 计算结果与桩基比选

通过对计算结果主墩立剖面竖向应力的比较(见图5),虽然本桥主墩较高,但支反力经墩身传递后仍集中作用于支座整下方区域,支座正下方桩顶中心竖向压应力 5.4 MPa、中间桩 3.7 MPa。综合考虑施工过程中承台需单独承受桥墩恒载,同时桩基在钢围堰抗浮设计中发挥有利作用<sup>[3]</sup>(见表3),结合嵌岩桩单桩承载力及桩身承载力,最终确定主墩采用 20 根 2.2 m 钻孔桩,桩基集中布置于支座正下方区域,左右各 9 根,承台中心设置 2 根,支座正下方桩顶中心竖向压应力 4.8 MPa、中间桩 4.6 MPa。

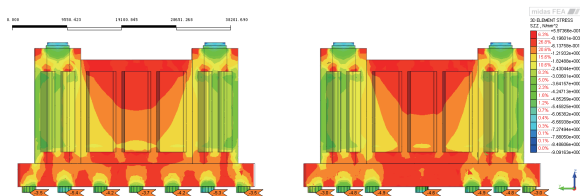


图5 主墩立剖面竖向应力对比(单位:MPa)

表3 主墩钢围堰抗浮安全系数比较

| 安全系数  | 1.8 m 桩径 | 2.0 m 桩径 | 2.2 m 桩径 |
|-------|----------|----------|----------|
| 18 根桩 | 0.97     | 0.99     | 1.02     |
| 20 根桩 | 0.99     | 1.02     | 1.05     |
| 22 根桩 | 1.02     | 1.05     | 1.09     |

注:围堰设计水深 20.5 m,钢围堰自重按 4 kN/m<sup>2</sup>计,桩基钢护筒与封底粘结力按 0.1 MPa 取值。

### 4.4 桥墩构造与施工措施

主桥施工拟在主桥三角区支架安装后,进行拱肋、边跨钢桁架吊装,边墩采取临时预降,北岸桁架梁主墩支座往主跨预偏 600 mm<sup>[4]</sup>。在后续施工流程吊装拱肋时,逐步在梁端进行配重<sup>[5]</sup>。针对这两项关键施工工艺,主墩支座平台设置局部扩头构造,预留施工过程中支座的顺桥向滑动预偏值和施工设备操作空间。边墩系梁端部作局部加强处理,可供施工过程中作为张拉锚点传递临时压重。

在施工图设计阶段充分考虑施工临时措施、钢围堰等主要施工工艺,在永久结构设计中作适当处理,可以进一步提高工程全过程的经济性并降低实施过程中的风险<sup>[6]</sup>。

## 5 结 语

通过对清水塘大桥主桥下部结构设计方法的介绍,为今后类似特大跨径桥梁设计中总结了如下经验:

(1)水位落差较大时,水中桥墩设计应综合考虑基础冲刷、阻水率、桥梁景观、施工方法等限制要求,建议将承台埋入河床底,并可在洪水位以上丰富外形设计,减少对泄洪的影响;

(2)三级及以上等级的内河航道船舶撞击作用设计值《公规》并未给出,可参考 AASHTO 规范中的计算方法确定顺桥向撞击力,横桥向撞击力可根据规范经验折减取值;

(3)大吨位支座反力在桥墩中并不一定均匀扩散至承台底,桩基布置方案应根据传力路径合理选取。此外桥墩构造细节应充分考虑特大桥的施工过程,永久构造若能为施工临时措施提供便利将进一步提高全过程的经济性。

#### 参考文献:

- [1] 蒋建军.深水库区大跨径连续刚构桥梁主墩基础设计[J].四川建筑,2019,39,188(4):178-180.
- [2] 王新丰.松花江特大桥深水围堰施工方案比选[J].工程建设与设计,2012,291(7):184-186.
- [3] 杨红,任回兴,贺茂生,等.苏通大桥承台封底混凝土与钢护筒间握裹力的试验研究与应用[J].公路,2008(10):8-13.
- [4] 刘丹,程多云,王元鑫.大跨钢桁拱桥施工技术与创新[J].中国港湾建设,2015,35,214(12):57-61,70.
- [5] 谭康荣.武广铁路客运专线东平水道桥三主桁钢桁拱架设的技术创新[J].铁道建筑,2010,431(1):71-74.
- [6] 蔡梦非.桥梁工程设计师终身责任风险及职业责任保险的研究[D].上海:同济大学,2020.

(上接第 77 页)

(4)桥梁采用先整体吊装钢拱圈,后现浇拱脚混凝土固定拱脚的施工工法,避免了先固定拱脚钢拱圈后拼装对接困难的问题。

(5)钢拱脚埋入混凝土部分焊接 ML15 材质的 M22 × 200 圆柱头焊钉,并设置多层钢筋网局部加强,保障了拱脚局部应力较大情况的受力安全与良

好固接。

#### 参考文献:

- [1] JTG D64—2015,公路钢结构桥梁设计规范[S].
- [2] CJJ 69—95,城市人行天桥与人行地道技术规范[S].
- [3] TB 10002—2017,铁路桥涵设计规范[S].

# 峡谷河流的挂网式人行悬索桥设计

李兵<sup>1</sup>, 王国华<sup>1</sup>, 王天宇<sup>2</sup>, 陈若飞<sup>2</sup>

(1.江苏交通工程咨询监理有限公司, 江苏 南京 211800; 2.东南大学土木工程学院, 江苏 南京 211189)

**摘要:**以某150 m跨径峡谷河流人行景观悬索桥设计为实例,为降低造价,提出了一种挂网式双曲抛物面空间缆索人行悬索桥结构,并通过所建立的Midas有限元分析模型,开展该桥的动力模态特性分析研究,以验证其抗风稳定性。由于该桥将双曲抛物面空间缆索网分散锚固于峡谷河流两侧的悬崖陡壁岩石之上,管桁架式桥面加劲梁则直接搁置在双曲抛物面空间缆索网之上,取消了桥塔和吊索体系,因此节约了造价,且施工简便,同时具有良好的抗风稳定性。

**关键词:**人行景观桥;挂网式悬索桥;空间缆索网;双曲抛物面;抗风稳定性

**中图分类号:** U448.2

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1009-7716(2022)09-0095-04

## 0 引言

目前,峡谷河流景区人行悬索桥通常采用传统的平行缆索体系悬索桥结构形式。峡谷河流景区人行悬索桥采用高大的桥塔、锚碇结构和吊索体系,必定导致其经济性指标较高<sup>[1-3]</sup>。

峡谷河流景区人行悬索桥的桥面狭窄,结构轻盈,因此,其抗侧刚度和抗扭刚度低,颤振抗风稳定性较差<sup>[4-7]</sup>。

如何利用峡谷河流景区的地形地貌,建造适合峡谷河流景区特色的人行悬索桥,是工程师面临的难题<sup>[8-10]</sup>。

借鉴悬挂式蜘蛛网的结构原理,针对峡谷河流景区人行悬索桥,本文提出一种峡谷河流的悬崖陡壁挂网式人行悬索桥结构。该桥采用双曲抛物面空间缆索网分散锚固于峡谷河流景区两侧的悬崖陡壁岩石之上,取消桥塔结构和锚碇结构,也取消吊索体系,从而节约了造价,且施工简便,同时空间缆索网又提高了悬索桥的抗侧刚度和抗扭刚度,加强了其抗风稳定性。

本文结合某150 m跨径的峡谷河流人行景观悬索桥设计,对所提出的挂网式双曲抛物面空间缆索网人行悬索桥的构型进行研究,并通过建立的Midas有限元分析模型,进行内力分析计算,开展动力模态分析研究,以验证挂网式双曲抛物面空间缆索人行

悬索桥的优越性。

## 1 构型研究

双曲抛物面俗称马鞍双曲面,是一种经典的二次直纹曲面(见图1)。它由2族空间交叉的直线构成曲面,其数学方程为:

$$Z = \frac{f_x X^2}{a^2} - \frac{f_y Y^2}{b^2} \quad (1)$$

式中: $f_x$ 、 $f_y$ 分别为双曲抛物面索网纵向矢高和横向矢高; $a$ 、 $b$ 分别为半长和半宽。

马鞍双曲面的2族直线水平投影为平行线,其直纹线水平投影的斜率 $K$ 为:

$$K = \frac{b}{a} \frac{\sqrt{f_x}}{\sqrt{f_y}} \quad (2)$$

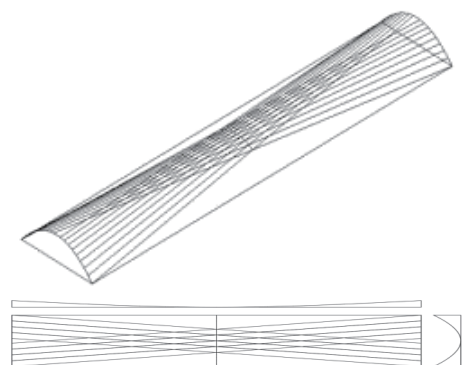


图1 马鞍双曲面

针对峡谷河流人行悬索桥,所提出的挂网式双曲抛物面空间缆索网人行悬索桥包括:双曲抛物面空间缆索网体系、悬崖陡壁锚固基础梁、岩石锚索和管桁架式桥面加劲梁。双曲抛物面空间缆索网体系是由数根工厂预制的成品缆索空间交叉构成,其空间几何构

收稿日期: 2022-01-05

基金项目: 江苏省自然科学基金资助项目(BK2012755)

作者简介: 李兵(1992—),男,硕士,高级工程师,从事桥梁设计和监理工作。



型为槽口向上的双曲抛物面空间缆索网下垂形成的凹口状空间缆索网,双曲抛物面空间缆索网分散锚固在峡谷两侧的悬崖陡壁锚固基础梁之上,悬崖陡壁锚固基础梁的背部则设置一定数量的岩石锚索(见图2)。

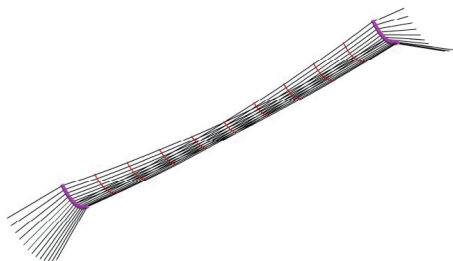


图2 挂网式空间缆索人行悬索桥

双曲抛物面空间缆索由多股缆索交叉布置,空间缆索网提供水平分力,具有良好的抗侧刚度,避免了峡谷河流景区人行悬索桥的左右摇摆晃动;且空间缆索网的空间整体性好,能大幅度提高人行悬索桥的抗扭刚度,从而大幅度提高其抗风稳定性。

双曲抛物面空间缆索分散锚固于峡谷河流景区两岸的悬崖陡壁之上,悬崖陡壁替代了桥塔结构,因而人行悬索桥没有一个桥塔结构,可以大幅度降低造价。

双曲抛物面空间缆索网由细小直径的多股缆索组成,而小直径的多股缆索可以采用工厂预制的缆索成品,直接悬挂在两岸的悬崖陡壁之上,再用分散的岩石锚索群锚固,不需要临时猫道,不需要修建大型锚碇基础,装配式施工快捷简便。

挂网式双曲抛物面空间缆索人行悬索桥是平拉式悬索桥,没有吊索,底部抛物线形的管桁架式桥面系加劲梁直接搁置在槽口向上双曲抛物面的空间缆索网兜之上,施工同样简便(见图3)。

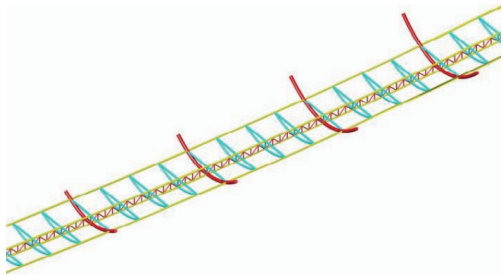


图3 管桁架式桥面系加劲梁

挂网式双曲抛物面空间缆索人行悬索桥采用槽口状双曲抛物面空间缆索网,曲线优美,造型独特,结构轻盈(见图4)。

## 2 设计参数

某峡谷河流景区人行悬索桥主跨径为150 m,玻

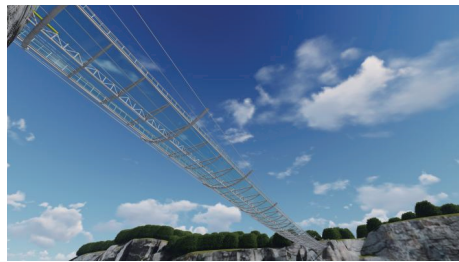


图4 峡谷河流挂网式悬索桥的效果图

璃桥面宽度7 m。为了降低造价,取消桥塔结构,取消吊索,采用挂网式双曲抛物面空间缆索人行悬索桥的结构方案,槽口状双曲抛物面空间缆索网分散锚固在峡谷两侧的悬崖陡壁之上(见图5)。

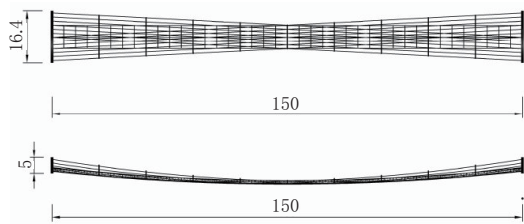


图5 总体设计图(单位:m)

双曲抛物面索网的几何尺寸为:长度150 m,两端宽度15 m,中间宽度7.5 m,长度方向的矢高0.937 5 m,在两端处宽度方向的矢高3.75 m;2组直纹线的平面投影斜率 $K$ 为0.05。

双曲抛物面索网的下垂矢跨比为1/30,在桥跨中间下垂5 m,是一种平拉式空间缆索网人行悬索桥;双曲抛物面索网采用14根直径45 mm的2 000 MPa高强钢丝,形成双曲抛物面交叉索网悬索结构体系。

在悬崖陡壁锚固基础梁的背部设置一定数量的岩石预应力锚索,岩石预应力锚索采用双排布置。岩石预应力锚索长度为30 m,锚索间距为0.5 m,锚索直径为25 mm,采用强度为18 600 MPa的预应力钢绞线制作;在人行悬索桥的单侧设置56根,全桥共布置112根岩石预应力锚索。

悬崖陡壁锚固基础梁采用抛物线弧形的钢筋混凝土基础梁,抛物线形的钢筋混凝土基础梁长度为17 m,梁高为1.2 m,梁厚度为0.8 m,梁内部配置钢筋。

抛物线形的钢结构曲梁搁置在双曲抛物面空间缆索网兜之上,间距为15 m,采用直径375 mm空心钢管,钢管壁厚12 mm。

管桁架式桥面加劲梁由弧形桁架、纵向系杆和纵向桁架式支撑组成,在管桁架加劲梁的顶面安装玻璃桥面板。

弧形桁架由抛物线弧形下弦杆、水平上弦杆和

竖杆构成,且均采用直径 200 mm 空心钢管制作,钢管壁厚 6 mm。

左右 2 根纵向系杆连接多片弧形桁架的两边端部,纵向系杆采用直径 180 mm 空心钢管制作,钢管壁厚 5 mm。

纵向桁架式支撑的下弦杆和上弦杆采用直径 180 mm 空心钢管制作,钢管壁厚 4 mm;纵向桁架式支撑的腹杆采用直径 100 mm 空心钢管制作,钢管壁厚 3 mm。

桥面板采用厚 40 mm 的钢化玻璃,玻璃桥面板搁置在管桁架加劲梁的顶面(见图 6),游客行走在玻璃桥面之上,头顶白云,脚下滚滚江水波涛汹涌,大峡谷葱葱郁郁,生机盎然,曲径幽深,妙趣横生。

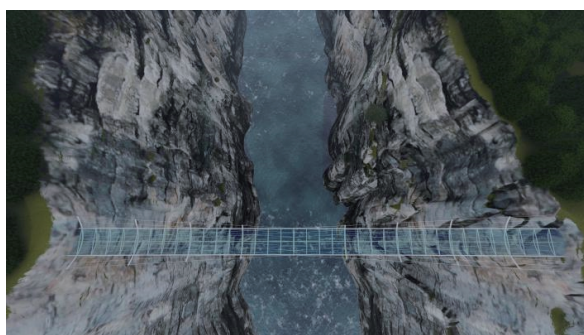


图 6 挂网式人行悬索桥的玻璃桥面

### 3 受力性能分析

#### 3.1 有限元建模

本设计采用 Midas 软件建模,双曲抛物面空间缆索网采用索单元,抛物线形的钢结构曲梁和管桁架桥面加劲梁采用梁单元。Midas 有限元模型见图 7。

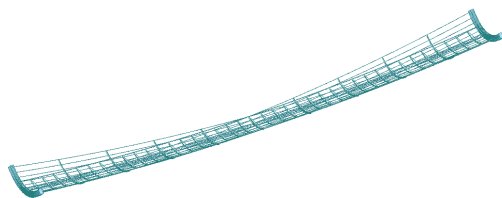


图 7 Midas 有限元模型

按照零位移原则,找形得到主缆的初始应力状态后,通过反复修正,使成桥状态的有关控制参数满足要求,从而获得主缆的成桥线形。

#### 3.2 竖向荷载作用下的计算结果

对主跨桥面做满荷加载,桥面附加恒荷载采用均布荷载标准值 7 kN/m<sup>2</sup>,桥面活荷载采用均布荷载标准值 5 kN/m<sup>2</sup>。

竖向荷载作用下计算结果(恒+活)见图 8。

活荷载作用下最大竖向位移出现在跨中位置,最大位移为 178.8 mm。依据《景区人行玻璃悬索桥

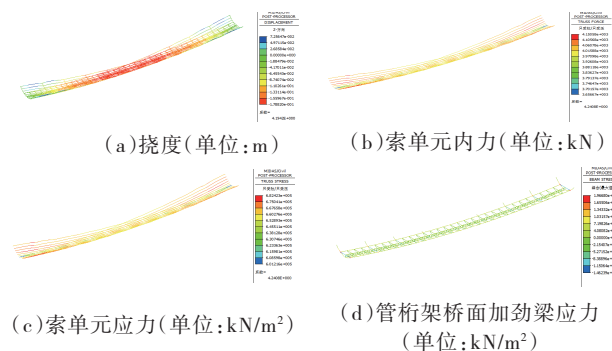


图 8 竖向荷载作用下计算结果(恒+活)

与玻璃栈道技术标准》(DB13 (J)/T 264—2018),该位移满足规范规定的 1/500 限值要求。主缆最大内力为 4 150.6 kN,主缆最大应力为 682.4 MPa,满足承载能力要求。管桁架桥面加劲梁最大应力为 196.7 MPa,钢材选用 Q355 钢材,可以满足承载能力要求。

#### 3.3 动力模态计算结果

为了不遗漏任何振型,分析过程中采用子分块法求解特征方程,本工程典型的振型见图 9。

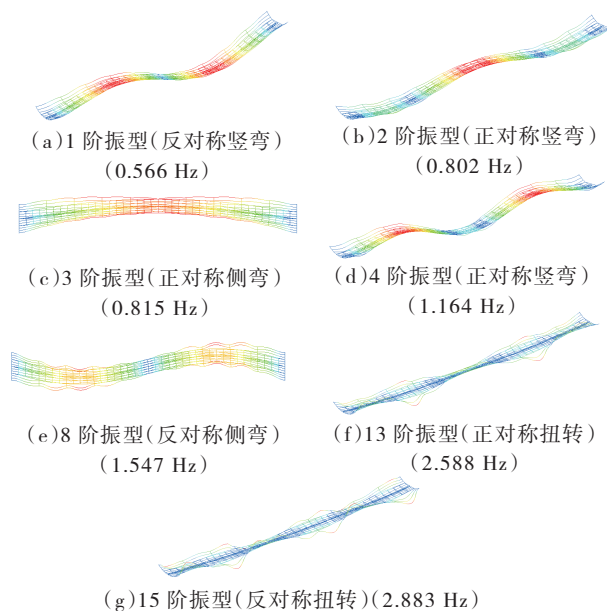


图 9 动力模态

由图 9 可知:(1)第 1 阶振型为反对称竖弯,频率为 0.566 Hz;第 2 阶振型为正对称竖弯,频率为 0.802 Hz,竖向振动频率较高,表明本桥竖向刚度较大。(2)第 3 阶振型为正对称侧弯,频率为较高的 0.815 Hz,先出现竖弯振型,然后是侧弯振型。分析表明,双曲抛物面空间交叉缆索网提供水平分力,大幅度提高了悬索桥的抗侧刚度,可避免其出现侧向摇摆问题。(3)直到第 13 阶才出现正对称扭转振型,先发生正对称扭转振动,频率为较高的 2.588 Hz,后发生反对称扭转振动,频率为 2.883 Hz。分析表明,双

曲抛物面空间交叉缆索网和管桁架桥面加劲梁两者协同工作,可大幅度提高悬索桥的抗扭刚度,扭弯频率比值为4.57,较高,说明该桥具有良好的抗风稳定性。

### 3.4 颤振临界风速

横断面非流线型的悬索桥通常采用分离流扭转的颤振临界风速计算中的 Selberg 公式来分析悬索桥的颤振稳定性。

Selberg 公式为:

$$V_{cr} = \eta_s \eta_a \omega_1 b_1 \sqrt{\frac{r}{b_1} \mu \left[ 1 - \left( \frac{\omega_v}{\omega_1} \right)^2 \right]} \quad (3)$$

$$\text{其中: } \mu = \frac{m}{\pi \rho b^2} \quad (4)$$

式中:  $V_{cr}$  为颤振临界风速;  $\eta_s$  为主梁截面形状影响系数;  $\eta_a$  为攻角效应系数;  $r$  是桥梁断面(包括加劲梁和主缆)惯性半径;  $b_1$  为加劲梁截面的半桥宽;  $\mu$  为桥梁与空气的密度比;  $m$  为加劲梁及主缆的质量密度;  $\rho$  为空气密度;  $\omega_1$ 、 $\omega_v$  分别为最低阶扭转圆频率和竖向圆频率;  $b$  为加劲梁截面的桥宽,  $b=2b_1$ 。

本设计中,  $\eta_s$ 、 $\eta_a$  均取 1.0; 经过计算,  $r=4.74$  m,  $\mu=2.06$ ,  $\omega_1$ 、 $\omega_v$  分别为 16.26 rad/s、3.56 rad/s。因此, 本设计的颤振临界风速为:

$$V_{cr} = 1 \times 1 \times 16.26 \times 3.75 \times \sqrt{\frac{4.74}{3.75} \times 2.06 \times \left[ 1 - \left( \frac{3.56}{16.26} \right)^2 \right]} = 96.01 \text{ m/s}。$$

通过以上计算可知, 该桥的颤振临界风速较高, 说明本设计具有较好的抗风稳定性。

## 4 结 语

(1) 双曲抛物面空间缆索网分散锚固于峡谷河流两侧的悬崖陡壁岩石之上, 取消了桥塔和吊索体系, 因而节约了造价, 且施工简便。

(2) 双曲抛物面空间交叉缆索网提供水平分力, 大幅度提高了悬索桥的抗侧刚度, 先出现竖弯振型, 然后是侧弯振型, 且侧向振型的频率较高。抗侧刚度较大时, 可避免出现悬索桥的侧向摆动问题。

(3) 槽口向上的双曲抛物面空间缆索网和底部抛物线形的管桁架桥面加劲梁两者协同工作, 大幅度提高了挂网式双曲抛物面空间缆索人行悬索桥的抗扭刚度, 扭弯频率比值较高, 因此, 该桥具有良好的抗风稳定性。

### 参考文献:

- [1] 王忠彬. 张家界大峡谷玻璃桥缆索系统设计[J]. 桥梁建设, 2017, 47(3): 83-87.
- [2] 赵磊, 易绍平, 王斐, 等. 天蒙人行悬索桥总体分析[J]. 公路, 2016, 61(7): 170-172.
- [3] 阳治群. 大跨异型玻璃悬索人行桥侧向振动临界人数估计[J]. 公路工程, 2017, 42(3): 269-273.
- [4] TANG H, LI Y, SHUM K. et al. Flutter performance of long-span suspension bridges under non-uniform inflow[J]. Advances in Structural Engineering, 2018, 21(2): 201-213.
- [5] 夏晓东. 柔性人行桥侧向振动的研究 [D]. 北京: 北京交通大学, 2007.
- [6] 马龙宝. 某钢结构人行桥人致侧向振动及舒适度分析[J]. 中国市政工程, 2017(5): 8-11, 95-96.
- [7] ABBAS T, KAVRAKOV I, MORGENTHAU G. Methods for flutter stability analysis of long-span bridges: A review[J]. Bridge Engineering, 2017, 170(4): 271-310.
- [8] 张新军. 空间缆索体系悬索桥的抗风稳定性研究[J]. 土木工程学报, 2011, 44(6): 80-86.
- [9] ASTIZ M A. Flutter stability of very long suspension bridges[J]. Journal of Bridge Engineering, 1998, 3(3): 132-139.
- [10] 项海帆, 葛耀君. 悬索桥跨径的空气动力极限[J]. 土木工程学报, 2005, 38(1): 60-70.

## 《城市道桥与防洪》杂志

是您合作的伙伴, 为您提供平台, 携手共同发展!

欢迎新老读者订阅期刊 欢迎新老客户刊登广告

投稿网站: <http://www.csdqyfh.com> 电话: 021-55008850 联系邮箱: [cdq@smedi.com](mailto:cdq@smedi.com)



# 深圳市燕罗人行桥人致振动分析与控制研究

倪健

[同济大学建筑设计研究院(集团)有限公司,上海市200092]

**摘要:**结合国内外学者的研究以及国外现行的人行桥设计指南,以深圳市燕罗人行桥工程为背景,对大跨径人行桥的振动控制设计方法进行研究并实践。实践结果显示,调谐质量阻尼器的布置,可以有效降低大跨度人行桥人致振动响应,提高行人舒适度。

**关键词:**人行桥;人致振动;调谐质量阻尼器;舒适度

**中图分类号:**U441+3

**文献标志码:**A

**文章编号:**1009-7716(2022)09-0099-04

## 0 引言

随着我国社会发展,城市建设需求由量向质转型,许多位于城市中心的人行桥已经不仅是实现交通功能的结构物,还是一座体现城市文化、城市主题的建筑艺术品。在追求人行桥的附加景观艺术需求时,大跨纤柔、空间异形的桥梁结构越来越多。随之而来,人行桥的动力问题逐渐成为结构设计的控制因素。然而,我国《城市人行桥与人行地道技术规范》(CJJ 69—1995)仅对人行桥的竖向自振频率加以约束,要求竖向自振频率不应小于3 Hz。对于大跨纤柔、空间异形的人行桥而言,这一要求是难以满足的。在国内外学者的研究以及其他国家的现行人行桥设计指南<sup>[1]</sup>中,仅粗略地对人行桥的竖向基频加以限制,这是存在一定问题的,因为评价桥梁动力特性时应该以人行舒适度作为指标。本文以深圳市燕罗人行桥工程为背景,采用人行舒适度作为评价指标,对大跨度人行桥人致振动控制设计方法进行研究。

## 1 人行桥动力设计方法

### 1.1 人行桥动力设计流程

人行桥动力设计的流程见图1。

### 1.2 频率敏感范围

结合国内外学者的研究,当桥梁固有频率落在敏感频率范围时需要进行动力响应分析,其中竖向振动敏感频率范围为1.25~3 Hz,横向振动敏感频率范围为0.5~1.2 Hz<sup>[2]</sup>。

收稿日期:2022-01-06

作者简介:倪健(1992—),男,硕士,工程师,主要从事桥梁设计研究工作。

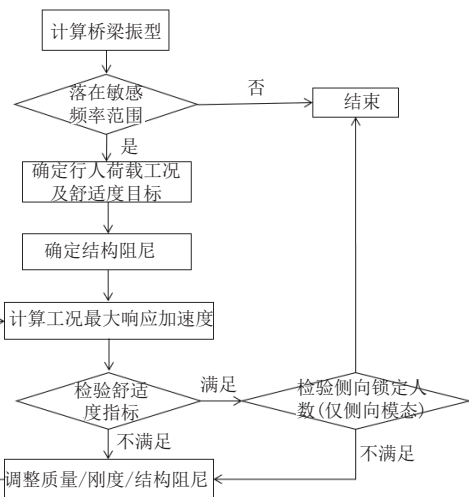


图1 人行桥动力设计流程图

### 1.3 行人动载模型

人的行走是连续且具有周期性的,行走时人的重心上下起伏,对地面产生周期性竖向荷载。两脚行走时交替的过程,会产生周期性的水平侧向动载。工程实践中一般采用确定性的行人动载模型 $F_p(t)$ ,用傅里叶级数表达,为静载和多阶简谐动载之和的形式<sup>[2]</sup>:

$$F_p(t) = W + W \sum_{i=1}^n \alpha_i \sin(2\pi f_p t - \varphi_i) \quad (1)$$

式中: $W$ 为平均行人重量,N; $f_p$ 为行人步频,侧向取一半,Hz; $\alpha_i$ 为第*i*阶动载系数; $\varphi_i$ 为第*i*阶动载相位; $t$ 为时间。

在国外的设计指南中,一般竖向仅考虑1阶到2阶动载,横向仅考虑1阶动载。本文行人动载模型采用德国人行桥设计指南EN03,其行人动载模型 $p(t)$ 为:

$$p(t) = P \cdot \cos(2\pi f_s t) \cdot n' \psi \quad (2)$$

式中: $n'$ 表示桥上同步行走的等效人数,人/m<sup>2</sup>;  $P$ 为1阶荷载幅值(竖向取280 N,横向取35 N);  $f_s$ 为桥

梁敏感模态频率; $\psi$ 为考虑频率范围的折减系数(见图2)。

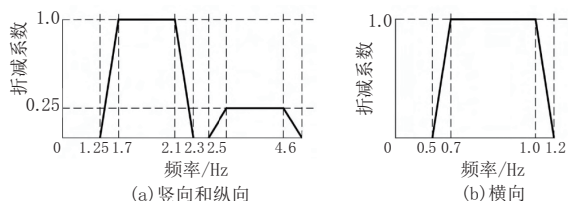


图2 折减系数

加载面积为 $S$ 时,等效行人人数 $n'$ 取值为:

$$n' = \frac{10.8\sqrt{\zeta n}}{S}, \quad d < 1.0$$

$$n' = \frac{1.85\sqrt{n}}{S}, \quad d \geq 1.0$$
(3)

式中: $\zeta$ 为结构阻尼比; $n$ 表示加载面积为 $S$ 时的行人人数; $d$ 表示行人密度,人/ $\text{m}^2$ 。

#### 1.4 结构阻尼比

人行桥舒适性设计是一种使用状态性能指标,可采用表1数值用于舒适性设计时的最小阻尼比和平均阻尼比。

表1 舒适性设计结构阻尼比经验值

| 建造类型     | 最小阻尼比 /% | 平均阻尼比 /% |
|----------|----------|----------|
| 钢筋混凝土结构  | 0.8      | 1.3      |
| 预应力混凝土结构 | 0.5      | 1.0      |
| 钢-混组合结构  | 0.3      | 0.6      |
| 钢结构      | 0.2      | 0.4      |
| 木结构      | 1.0      | 1.5      |
| 悬索结构     | 0.7      | 1.0      |

#### 1.5 侧向锁定

锁定现象系指当结构产生横向振动时,不同相位、不同频率的行人因相互影响而导致激励趋同,使得振动加剧的现象<sup>[3]</sup>。

德国等的人行桥动力设计指南均采用了Dallard等的研究成果。对于频率小于1.2 Hz的横向振动,当产生较大振幅(加速度大于0.1~0.15  $\text{m/s}^2$ )时,通过计算结构保持动力稳定的最大行人人数,检算横向振动的侧向锁定,最大行人人数 $N_{\max}$ 计算公式为:

$$N_{\max} = \frac{2\pi f M^* \zeta}{k} \quad (4)$$

式中: $f$ 为固有频率; $k$ 为负阻尼系数常量,300  $\text{N}\cdot\text{s/m}$ ; $M^*$ 为模态质量; $\zeta$ 为结构阻尼比。

#### 1.6 舒适度评价指标

根据国内外学者研究,舒适度指标大多采用加速度来表示,本文舒适度评价指标参考德国人行桥设计指南EN03。

行人舒适度评价标准见表2。

表2 行人舒适度评价标准

| 舒适度级别 | 舒适度  | 竖向峰值加速度限值 / ( $\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$ ) | 侧向峰值加速度限值 / ( $\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$ ) |
|-------|------|----------------------------------------------|----------------------------------------------|
| CL1   | 最好   | <0.5                                         | <0.1                                         |
| CL2   | 中等   | 0.5~1.0                                      | 0.1~0.3                                      |
| CL3   | 最小   | 1.0~2.5                                      | 0.3~0.8                                      |
| CL4   | 不能接受 | >2.5                                         | >0.8                                         |

## 2 工程概况

燕罗人行桥位于深圳市宝安区燕罗街道,现状松罗路桥上游约630 m处,呈南北走向。主桥拱脚分别与南北两侧堤顶路接顺,主梁预留空间。远期考虑跨越沿河市政道路与企业接驳,服务于两侧工业园区。

燕罗人行桥主桥采用14 m+108 m+14 m斜拉-拱桥组合体系,桥梁总长136 m。桥梁宽度11.5 m,横断面布置为0.25 m栏杆+11 m人行道+0.25 m栏杆。上部主梁段宽度5 m,断面布置为0.25 m栏杆+4 m人行道+0.25 m栏杆。主拱矢高9.2 m,矢跨比1/11.74,采用分离式钢箱截面,截面高度1.2 m,拱脚通过PBL剪力键与混凝土拱座连接。塔为混凝土结构。塔与主索、背索共面,与竖直面夹角 $12^\circ$ 。主梁采用钢板梁截面,立柱为钢结构。

燕罗人行桥立面图见图3。

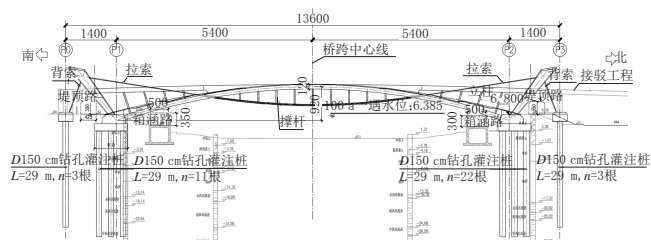


图3 燕罗人行桥立面图(单位:cm)

## 3 人致振动分析及控制

### 3.1 动力特性

根据有限元计算结果,燕罗人行桥前7阶振型(频率3 Hz以内)见图4~图10。

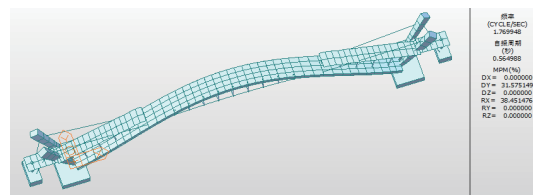


图4 第1阶:拱梁1阶侧向正对称(1.77 Hz)

根据1.2节敏感频率的范围以及1.5节侧向锁定验算前提,横向模态均未落在敏感频率范围内,即本工程无需进行侧向动力响应分析及侧向锁定检验

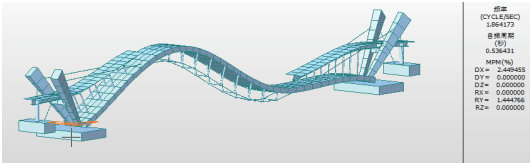


图5 第2阶:拱梁1阶竖向反对称(1.86 Hz)

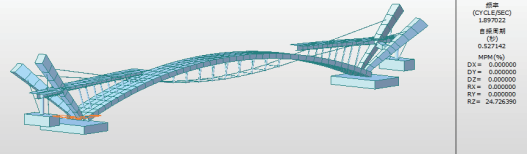


图6 第3阶:桥塔侧飘(1.90 Hz)

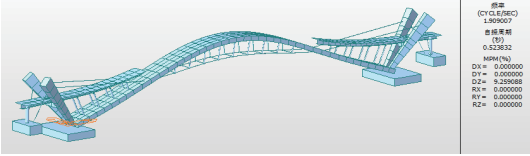


图7 第4阶:拱梁1阶竖向正对称(1.91 Hz)

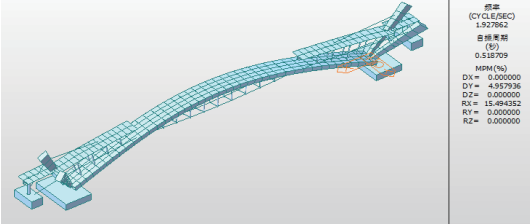


图8 第5阶:拱梁2阶侧向正对称(1.93 Hz)

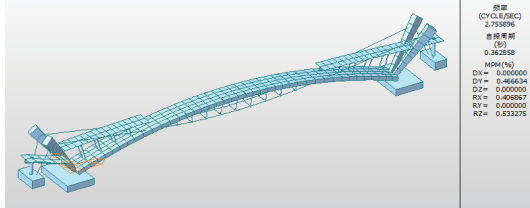


图9 第6阶:连接跨主梁侧飘(2.76 Hz)

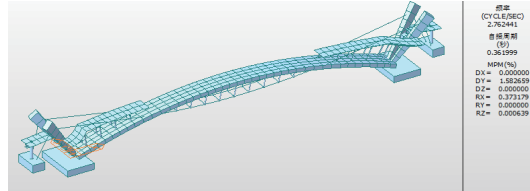


图10 第7阶:主梁局部侧飘(2.76 Hz)

分析。竖向1阶反对称模态(第2阶,频率1.86 Hz)和竖向1阶正对称模态(第4阶,频率1.91 Hz)落在了竖向敏感频率范围1.25~3 Hz范围内,以下将对此2个模态进行动力响应分析。

3.2 动力响应分析

针对竖向1阶反对称模态(下称反对称模态)和竖向1阶正对称模态(下称正对称模态)分别进行动力响应分析。

反对称模态最大响应加速度值为  $3.9 \text{ m/s}^2$ ,位于拱跨四分点位置处(见图11);正对称模态最大响应加速度值为  $4.8 \text{ m/s}^2$ ,位于拱跨跨中位置处(见图

12)。考虑桥梁人行设计流量大,本工程设计荷载工况为  $1.5 \text{ P/m}^2$ (交通繁忙)的工况下,行人的舒适度能够保证满足CL2(中等)等级以上。据此标准,结构正对称模态和反对称模态动力响应舒适度等级为CL4,行人舒适度已达不能接受的程度。

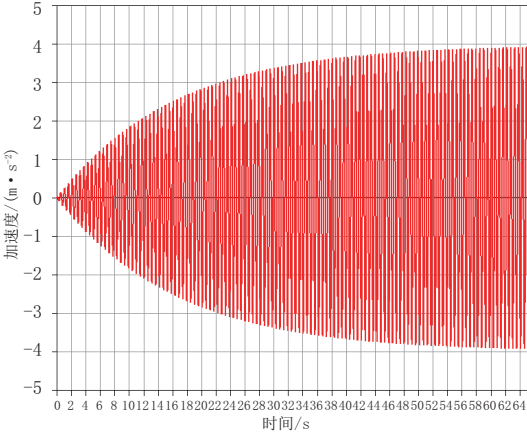


图11 反对称模态四分点加速度响应

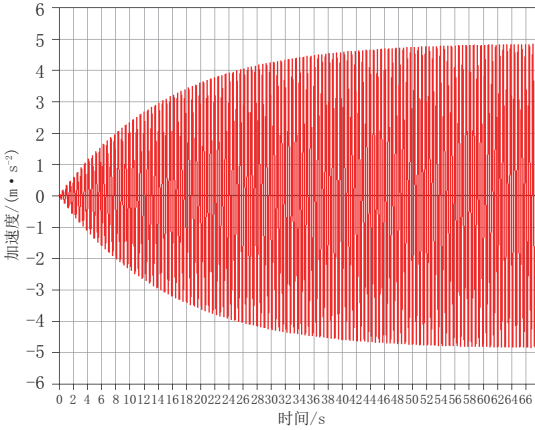


图12 正对称模态跨中加速度响应

3.3 调谐质量阻尼器(TMD)减震设计

3.3.1 TMD参数取值

TMD质量与减震模态广义质量的比值一般取0.01~0.05。考虑人行荷载模型为简谐荷载,响应目标为加速度,TMD的最优频率比 $\alpha_{\text{opt}}$ 计算公式见式(5),最优阻尼比 $\zeta_{\text{opt}}$ 计算公式见式(6)<sup>[2]</sup>。

$$\alpha_{\text{opt}} = \sqrt{\frac{1}{1 + \mu}} \tag{5}$$

$$\zeta_{\text{opt}} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1 + \mu/2)}} \tag{6}$$

根据式(5)、式(6),TMD布置情况及相关参数见表3。

表3 TMD布置及相关参数表

| 位置  | TMD质量/t | TMD刚度/(kN·m <sup>-1</sup> ) | TMD阻尼/(kN·s·m <sup>-1</sup> ) | 减震模态 |
|-----|---------|-----------------------------|-------------------------------|------|
| 跨中  | 7       | 950                         | 24                            | 正对称  |
| 四分点 | 3       | 411.3                       | 5.7                           | 反对称  |



考虑振动控制的效率,结合上述公式计算,TMD布置方案为:在正对称模态动力响应敏感的跨中位置设置1个7 t的TMD;在反对称模态动力响应敏感的2个四分点位置各设置1个3 t的TMD。

### 3.3.2 动力响应分析

加装TMD后,反对称模态最大响应加速度为 $0.51\text{ m/s}^2$ ,位于拱肋四分点位置,舒适度等级为CL2(见图13);正对称模态最大响应加速度为 $0.45\text{ m/s}^2$ ,位于拱肋跨中位置,舒适度等级为CL1(见图14)。行人舒适度等级为中等以上,满足设计目标。

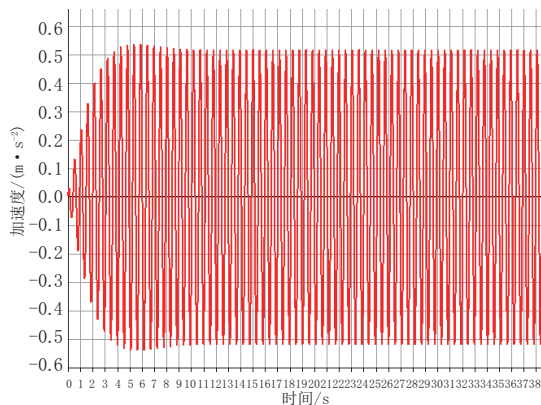


图13 反对称模态四分点加速度响应(加装TMD后)

### 3.3.3 TMD减震效果对比

设置TMD前后的人行桥动力响应对比见表4。

由表4可见,加装TMD后,有效控制了人行桥的动力响应,行人舒适度得到明显提高。

## 4 结 语

(1)国内人行桥设计规范关于人行桥动力设计内

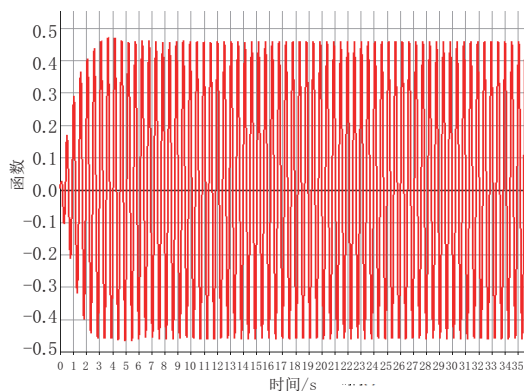


图14 正对称模态跨中加速度响应(加装TMD后)

表4 减震效果对比

| 敏感模态 | 频率/Hz | 敏感位置 | 加速度响应/( $\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$ ) |     |        |     | 加速度限值/( $\text{m}\cdot\text{s}^{-2}$ ) |
|------|-------|------|----------------------------------------|-----|--------|-----|----------------------------------------|
|      |       |      | 原结构                                    | 舒适度 | 加装TMD后 | 舒适度 |                                        |
| 反对称  | 1.86  | 四分点  | 3.9                                    | CL4 | 0.51   | CL2 | 0.68                                   |
| 正对称  | 1.91  | 跨中   | 4.8                                    | CL4 | 0.45   | CL1 | 0.69                                   |

容较为简单苛刻,不适应国内大跨度纤柔的人行桥设计需求。

(2)当大跨度人行桥固有频率落在人行敏感频率范围内时,可通过设置调谐质量阻尼器来有效降低结构的动力响应。

### 参考文献:

- [1] 费梁.大跨径钢结构人行桥人致振动分析与控制[D].南京:东南大学,2018.
- [2] 陈政清,华旭刚.人行桥的振动与动力设计[M].北京:人民交通出版社,2009.
- [3] 袁旭斌.人行桥人致振动特性研究[D].上海:同济大学,2006.

(上接第81页)

用下梁端的剪力值最大,即吊机前脚每个支撑点受力453 kN,后脚每个支撑点受力102 kN。

考虑靠近支座处横向分布系数较大,接近单板受力,取吊车荷载作用下板梁最大剪力为453 kN。

板梁抗剪承载力约为324 kN,板梁自重作用下剪力122 kN,单块板的可承受的汽车荷载剪力约为202 kN,需 $453/202=2.2$ 块板梁提供抗剪承载力。因此吊机支脚位置需设置横向分配梁做荷载分配,横向分配梁长度按不小于3.0 m设置。

### 3.2.3 承载能力验算结论

拆除、吊装运输过程中,既有中幅桥板梁抗弯承载能力满足要求;单片梁抗剪能力不足,吊机支脚位

置需设置横向分配梁,分配梁长度按不小于3.0 m设置。

## 4 结 语

海宁桥改建工程采用拆除中幅桥上部结构和盖梁,拓宽中幅桥的改建方案。拆除吊装方案的确定考虑起吊能力、工作条件、拆建结合等多方面因素,并结合既有板梁承载能力的加载效率比较结果编制方案,有效缩短项目总工期、降低工程总投资,最终顺利完成桥梁的拆建工作。开放交通一年多,各方面运营指标良好,对类似工程具有一定的借鉴意义。

# 铁路混合梁斜拉桥动静荷载试验研究

胡晓东<sup>1</sup>, 魏博豪<sup>1</sup>, 王炎<sup>2</sup>, 陈勇<sup>3</sup>

(1. 中铁四局集团有限公司, 安徽 合肥 230041; 2. 浙江理工大学建筑工程学院, 浙江 杭州 310000;  
3. 上海市建筑科学研究院有限公司, 上海市 200032)

**摘要:** 甬江铁路斜拉桥作为国内首座大跨度铁路混合梁斜拉桥, 对其进行动静荷载试验研究具有重要价值。基于有限元软件 MIDAS/CIVIL 对各施工阶段进行模拟, 将获得的理论数据制定成动静载试验方案。测量在静力荷载作用下桥梁结构试验截面的挠度和应力, 并将测量结果与计算值进行比较, 得出校验系数, 评定桥梁真实的承载能力。此外, 对列车动活载作用下桥梁主梁的最大横向、竖向加速度值、结构阻尼系数等参数进行了测定, 并将其与相关规范作比较。基于动静载试验结果的分析, 评估得到该桥工作状态达到了设计要求。

**关键词:** 斜拉桥; 静载试验; 动载试验; 有限元

**中图分类号:** U448.27

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1009-7716(2022)09-0103-05

## 0 引言

甬江铁路斜拉桥属于宁波铁路枢纽货运列车外环线的控制性工程, 是国内首座大跨度铁路混合梁斜拉桥。该桥设置为双线 I 级电气化铁路, 设计荷载选用中—活载, 货车最高运行时速为 120 km/h。甬江铁路斜拉桥主桥为铁路钢—混混合梁斜拉桥, 梁体全长为 909.1 m, 边跨为 4 跨混凝土箱梁, 孔跨按照 (53+50+50+66)m 布置, 主跨为 468 m 钢箱混合梁。甬江桥承受荷载大, 结构设计复杂, 施工难度较大。在主梁设计及施工过程中, 缺乏可供参考的工程案例和数据资料。为确保成桥效果, 众多学者围绕该桥展开进行了许多研究工作<sup>[1-4]</sup>。

对于大跨度的混合梁斜拉桥, 以往研究工作大多依据理论分析和模型试验展开。但事实上, 由于此类桥梁桥体结构受力复杂, 施工技术含量高, 需利用有限元软件模拟各施工阶段, 根据理论数据制定动静载试验方案, 对主桥进行动静载试验, 以此来评估桥梁在试验荷载作用下的工作状态, 检验其是否符合国家标准和设计要求, 为其他桥梁工程提供参考。

本文以甬江铁路斜拉桥为例, 介绍了基于 MIDAS/CIVIL 有限元模型, 依照试验方案在各种设定工况下开展动静载的试验, 总结归纳了此类大跨度铁路斜拉桥动静载试验的经验。

收稿日期: 2021-12-09

基金项目: 上海建科集团科研创新项目(KY10000038.20200033)

作者简介: 胡晓东(1984—), 男, 硕士, 高级工程师, 从事桥梁设计工作。

## 1 甬江桥整体有限元分析

为确保测试结果能更真实的反映所测桥体结构的实际受力状况以及承载力, 如何在超大尺寸的桥体上恰当的做出选择, 就需要依靠有限元分析软件来实现<sup>[5-7]</sup>。

### 1.1 有限元模型的建立

采用 MIDAS/CIVIL 对主桥梁体、斜拉索、桥塔、桥墩及承台等结构进行模拟, 全桥共计 999 个单元。边界条件设置时, 边跨纵梁在 P1#—P4#、P7#—P10# 墩处设置竖向支承, 主梁与桥塔间横系梁间采用弹性连接, 桥梁结构为半飘浮体系。桥墩与基础采用固结方式。整桥有限元模型如图 1 所示。

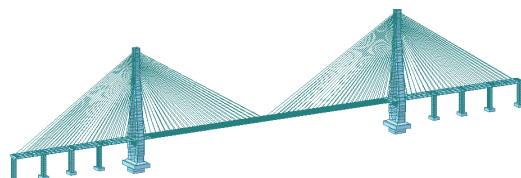


图 1 甬江铁路斜拉桥有限元模型三维图

### 1.2 有限元模型静力分析结果

基于设计资料, 在有限元模型中对各施工阶段进行模拟, 得到控制截面的弯矩影响线, 如图 2、图 3 所示, 以及设计活载弯矩及位移包络图, 如图 4、图 5 所示。

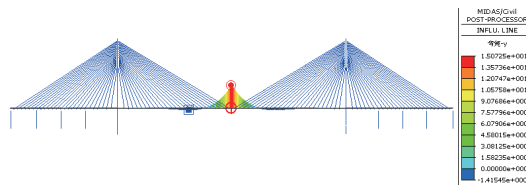


图 2 主跨跨中截面弯矩影响线

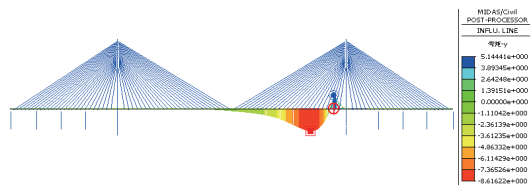


图3 主跨钢混结合段截面弯矩影响线

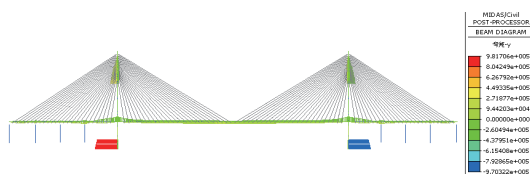


图4 主梁设计活载弯矩包络图(单位:kN·m)

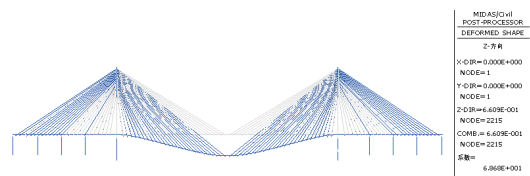


图5 主梁设计活载位移包络图(单位:m)

### 1.3 有限元模型自振分析结果

对主桥进行动力特性分析,得到自振特性分析结果,如表1所示,部分振型曲线如图6、图7所示。

表1 主桥自振特性分析结果

| 振型序号 | 频率/Hz | 振型描述   |
|------|-------|--------|
| 1    | 0.371 | 主梁一阶横弯 |
| 2    | 0.436 | 主梁一阶竖弯 |
| 3    | 0.553 | 主梁二阶竖弯 |
| 4    | 0.553 | 主梁一阶纵漂 |
| 5    | 0.608 | 桥塔反向横弯 |
| 6    | 0.615 | 桥塔同向横弯 |
| 7    | 0.869 | 主梁三阶竖弯 |
| 8    | 0.920 | 桥塔一阶纵漂 |
| 9    | 0.954 | 主梁二阶横弯 |

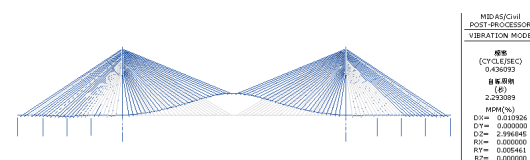


图6 主梁一阶竖弯振型图( $f=0.436$  Hz)

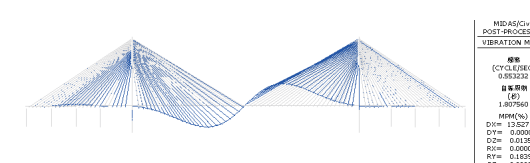


图7 主梁二阶竖弯振型图( $f=0.553$  Hz)

### 1.4 试验工况选取

结合桥梁的实际情况和有限元分析结果,选取若干截面作为试验控制截面,各截面布置如下图8、图9所示。

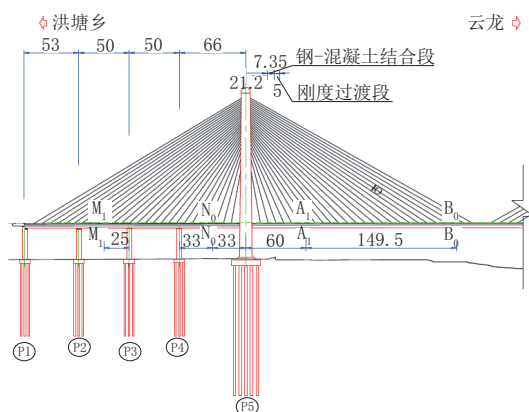


图8 试验截面洪塘岸半跨布置图

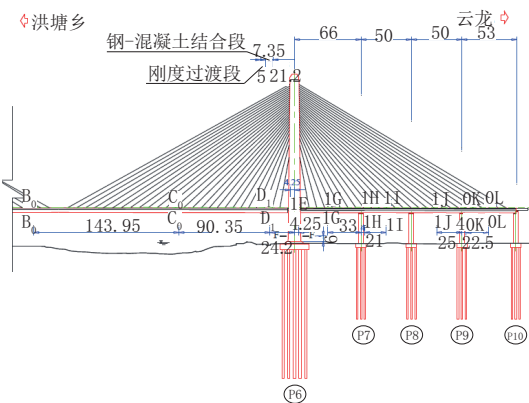


图9 试验截面云龙岸半跨布置图

## 2 试验方案

### 2.1 试验目的

通过静载试验,检验桥梁结构实际性能是否达到设计要求;判定桥梁能否保证货运列车安全运行;检验并判断桥梁是否满足设计及运输要求,为桥梁交工验收、提供技术依据。

### 2.2 初始状态测试

正式试验前,需根据施工坐标控制网对桥面布置的各测点进行高程测量。测点应沿横桥向对称布置。此外,还需对桥塔三维线形以及所有斜拉索索力进行测试。

### 2.3 静载试验

基于计算结果,确定静载试验内容如下:

- (1) A-A ~ N-N 工况下,对各加载试验截面进行应力测试;
- (2) A-A ~ C-C、O-O 工况下,选择其中索力最大的3对斜拉索进行索力增量测试;选择主跨中加载车辆最多的工况,利用索力健康监测系统对主跨索力进行全测;
- (3) 桥塔塔顶纵向水平偏位测试;
- (4) 主跨箱梁八分点竖向挠度测试,其它试验跨



箱梁四分点竖向挠度测试;

(5) 支座、阻尼器位移测试;

(6) 箱梁纵向位移及梁端转角测试;

在进行测点布置时,应有针对性的进行应力测点、挠度测点、位移测点、转角测点以及索力测点的布置。以梁体加载截面静应力测点为例,在 A-A~E-E 工况、G-G~N-N 工况试验截面中,单个混凝土截面布置 17 个静应力测点,单个钢箱梁截面布置 20 个静应力测点。梁体试验截面具体测点布置见图 10、图 11。

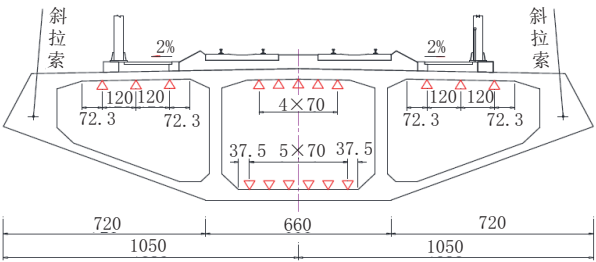


图 10 混凝土梁试验截面静应力测点布置图

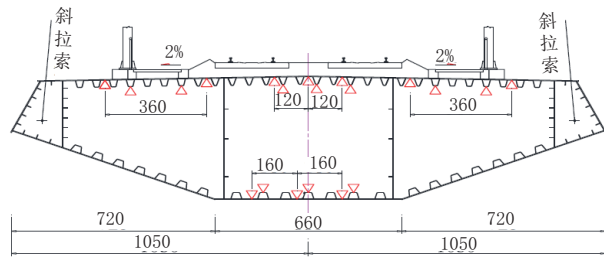


图 11 钢箱梁试验截面静应力测点布置图

静载试验荷载<sup>[8]</sup>用列车充当(机车为 DF4 型,车辆为 C70 货车)。每一个检验项目所需列车重量及编组,应根据设计控制荷载产生的最不利效应值按下式等效换算得到:

$$0.80 \leq \eta = \frac{S_{st}}{S\delta} \leq 1.00$$

式中: $\eta$  为静力试验荷载效率; $S_{st}$  为试验荷载作用下检验项目计算效应值(某检验特定位置的变形、内力或应力值); $S$  为设计标准荷载作用下的计算效应值(不计动力系数); $\delta$  为动力系数。

静载试验荷载应该根据静载试验加载项目,对列车进行相应解编,来满足各工况中最不利的加载情况。甬江桥各试验工况的荷载效率系数介于 0.75~0.88 之间。

2.4 动载试验

基于计算结果,选取 B-B、D-D、E-E、G-G、I-I 截面来进行动载试验,具体试验内容如下:

(1) 脉动试验

测定桥跨结构的振型、临界阻尼比和固有模式

频率。

(2) 制动试验

测定在车辆制动荷载作用下桥跨结构的动态响应,制动速度为 40 km/h、50 km/h、60 km/h、70 km/h。

(3) 行车试验

测定桥跨结构在行车荷载作用下的动态响应,行车速度包括:5 (标定车速试验)、40 km/h、60 km/h、70 km/h、80 km/h。

在进行测点布置时,应有针对性的对动挠度测点、动应变测点、加速度测点、横向和竖向振幅测点以及主梁振型测点进行布置。以动挠度测点为例,应在主跨跨中截面(B-B)横向布置 1 个测点,具体测点布置见图 12。

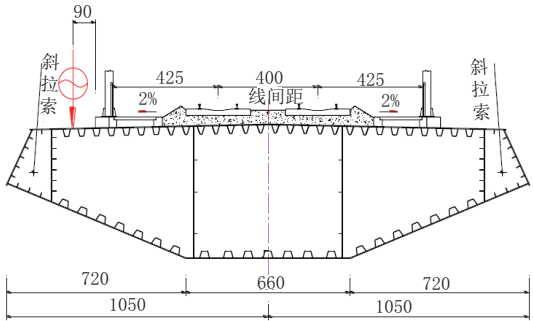


图 12 动挠度测点横向布置图

主桥行车试验采用货车单向行车。制动试验和行车试验单列货车由 2DF4D+20C70 (重车)+20C70 (空车)编组组成。动载试验包括行车试验和制动试验,先进行行车试验,然后进行制动试验。

3 试验结果分析及比较

3.1 初始状态线形测试 results 分析

篇幅有限,表 2、表 3 列出了部分试验数据以及计算结果。基于实测结果可知,各测试部位的桥面初始高程、偏位、桥塔初始线形、恒载索力值均与设计值符合较好。

表 2 洪塘岸实测索力值与设计索力值对比

| 斜拉索<br>编号 | 设计<br>索力 | 洪塘岸     |        |         |        |
|-----------|----------|---------|--------|---------|--------|
|           |          | 上游侧     |        | 下游侧     |        |
|           |          | 实测值 /kN | 误差     | 下游侧 /kN | 误差     |
| S13#      | 2 163.2  | 2 075.2 | -4.07% | 2 096.6 | -3.08% |
| S7#       | 1 810.4  | 1 731.5 | -4.36% | 1 747.6 | -3.47% |
| M2#       | 3 390.4  | 3 192.5 | -5.84% | 3 222.3 | -4.96% |
| M3#       | 3 361.2  | 3 230.6 | -3.89% | 3 220.7 | -4.18% |

3.2 静力试验结果分析

基于试验结果,得出各试验截面的挠度、应力、塔顶水平偏位、阻尼器位移、梁端转角、支座位移以

表3 洪塘岸索塔初始线形检测结果

| 测试部位  | 测点编号 | 上游侧实测值 |        |        | 下游侧实测值 |        |        |
|-------|------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
|       |      | X      | Y      | H      | X      | Y      | H      |
| 洪塘岸索塔 | 1    | -4.43  | 223.29 | 182.32 | 4.51   | 223.32 | 182.29 |
|       | 2    | -4.52  | 223.86 | 137.93 | 4.51   | 223.88 | 137.94 |
|       | 3    | -8.41  | 224.21 | 102.86 | 9.38   | 224.35 | 94.48  |
|       | 4    | -11.99 | 224.55 | 71.55  | 13.92  | 224.76 | 54.42  |
|       | 5    | -16.46 | 224.98 | 31.93  | 16.47  | 225.00 | 31.90  |
|       | 6    | -13.60 | 225.23 | 4.51   | 13.60  | 225.25 | 4.49   |

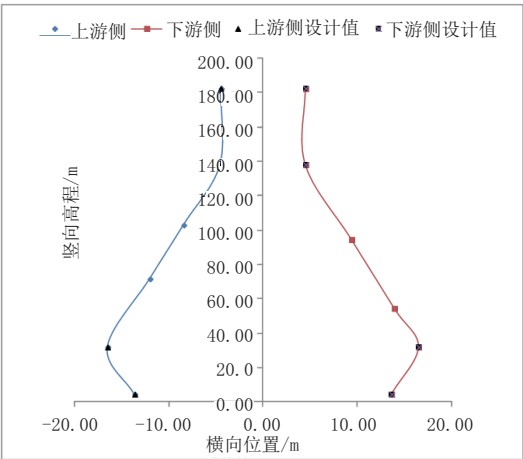


图13 洪塘岸索塔实测线形与设计线形对比图

及索力的实测值与计算值较符合。表4、表5列出了部分试验数据以及计算结果。

表4 部分满载加载试验挠度实测值与计算值比较

| 试验工况   | 测试位置     | 实测值   | 计算值/mm | 校验系数 |
|--------|----------|-------|--------|------|
| D-D 工况 | 第4跨 上游侧  | 0.89  | 1.36   | 0.66 |
|        | L/2 下游侧  | 0.84  |        | 0.62 |
|        | 第5跨 上游侧  | -8.0  | -8.5   | 0.95 |
|        | L/8 下游侧  | -6.7  |        | 0.79 |
|        | 第5跨 上游侧  | -22.0 | -22.6  | 0.97 |
|        | 2L/8 下游侧 | -21.3 |        | 0.94 |

表5 部分试验截面应力实测值与计算值比较

| 试验工况   | 测试位置   | 测点 | 实测值/MPa | 计算值/MPa | 校验系数 |
|--------|--------|----|---------|---------|------|
| D-D 工况 | D-D 截面 | 1  | -2.06   | -2.30   | 0.90 |
|        |        | 2  | -2.06   |         | 0.90 |
|        |        | 3  | -1.85   |         | 0.80 |
|        |        | 4  | -2.06   |         | 0.90 |
|        |        | 5  | -1.65   |         | 0.72 |

注:应力以受拉为正,受压为负。

3.3 动载试验结果分析

表6、表7为部分根据测试部位的实测加速度时程曲线分析得到的对应加速度测试结果。由测试结果可以看出:甬江桥的主跨跨中处桥面横、竖向加速度分别介于0.10~1.10 m/s<sup>2</sup>和0.34~1.11 m/s<sup>2</sup>之间;桥

塔处的桥面横、竖向加速度分别介于0.03~0.32 m/s<sup>2</sup>和0.12~0.95 m/s<sup>2</sup>之间;P6#墩的墩顶横、纵向加速度分别介于0.01~0.15 m/s<sup>2</sup>和0.01~0.09 m/s<sup>2</sup>之间。

表6 部分试验截面行车实测振动加速度 单位:m/s<sup>2</sup>

| 车速/(km·h <sup>-1</sup> ) | 激振类型 | B-B 竖向 | B-B 横向 | E-E 竖向 | E-E 横向 |
|--------------------------|------|--------|--------|--------|--------|
| 5                        | 行车   | 0.34   | 0.10   | 0.12   | 0.03   |
| 40                       | 行车   | 0.87   | 0.86   | 0.63   | 0.20   |
| 60                       | 行车   | 0.91   | 0.72   | 0.74   | 0.25   |
| 70                       | 行车   | 0.98   | 0.97   | 0.63   | 0.27   |
| 80                       | 行车   | 1.11   | 1.03   | 0.76   | 0.28   |

表7 部分试验截面制动实测振动加速度 单位:m/s<sup>2</sup>

| 车速/(km·h <sup>-1</sup> ) | 激振类型 | B-B 竖向 | B-B 横向 | E-E 竖向 | E-E 横向 |
|--------------------------|------|--------|--------|--------|--------|
| 40                       | 制动   | 0.69   | 0.81   | 0.55   | 0.30   |
| 50                       | 制动   | 0.65   | 0.74   | 0.64   | 0.29   |
| 60                       | 制动   | 0.78   | 0.73   | 0.95   | 0.32   |
| 70                       | 制动   | 0.85   | 1.10   | 0.79   | 0.25   |

根据《新建时速200公里客货共线铁路设计暂行规定》<sup>[9]</sup>(铁建设函[2003]205号)第5.3.2条规定:“道砟桥面强震频率不大于20 Hz的竖向振动加速度 $a \leq 0.35g$ ”。桥跨结构实测竖向加速度最大值发生在行车速度为80 km/h时的主跨跨中处,其值为1.11 m/s<sup>2</sup>,小于规定,表明桥跨结构的竖向动力性能良好。根据《铁路桥梁检定规范》<sup>[10]</sup>10.0.5条第2项规定:“桥跨结构在荷载平面的横向振动加速度 $a$ 不应超过1.4 m/s<sup>2</sup>”。桥跨结构实测横向加速度最大值发生在制动速度为70 km/h时的主跨跨中处,其值为1.10 m/s<sup>2</sup>,小于规定,表明桥跨结构的横向动力性能良好。

表8~表11为根据脱轨系数和减载率实测时程曲线图得到的桥跨结构脱轨系数及减载率测试结果。

表8 甬江特大桥行车脱轨系数实测值

| 车速/(km·h <sup>-1</sup> ) | 激振类型 | 轨道 | 横向力Q/t | 竖向力P/t | 脱轨系数 |
|--------------------------|------|----|--------|--------|------|
| 40                       | 行车   | 左轨 | 0.76   | 2.57   | 0.29 |
|                          |      | 右轨 | 0.81   | 3.42   | 0.24 |
| 60                       | 行车   | 左轨 | 1.03   | 2.75   | 0.37 |
|                          |      | 右轨 | 1.08   | 2.57   | 0.42 |
| 70                       | 行车   | 左轨 | 1.08   | 2.39   | 0.45 |
|                          |      | 右轨 | 1.30   | 2.53   | 0.51 |
| 80                       | 行车   | 左轨 | 1.40   | 2.57   | 0.55 |
|                          |      | 右轨 | 1.73   | 3.59   | 0.48 |

表 9 甬江特大桥制动脱轨系数实测值

| 车速 /<br>(km·h <sup>-1</sup> ) | 激振<br>类型 | 轨道 | 横向力<br>Q/t | 竖向力<br>P/t | 脱轨<br>系数 |
|-------------------------------|----------|----|------------|------------|----------|
| 40                            | 制动       | 左轨 | 1.35       | 11.97      | 0.11     |
|                               |          | 右轨 | 1.30       | 12.31      | 0.11     |
| 60                            | 制动       | 左轨 | 0.86       | 12.48      | 0.07     |
|                               |          | 右轨 | 0.97       | 12.14      | 0.08     |
| 70                            | 制动       | 左轨 | 0.54       | 2.57       | 0.21     |
|                               |          | 右轨 | 0.76       | 2.82       | 0.27     |
| 80                            | 制动       | 左轨 | 0.54       | 3.08       | 0.18     |
|                               |          | 右轨 | 0.76       | 3.08       | 0.25     |

表 10 甬江特大桥行车减载率实测值

| 车速 / (km·h <sup>-1</sup> ) | 激振类型 | p1/t | p2/t | 减载率  |
|----------------------------|------|------|------|------|
| 40                         | 行车   | 2.42 | 2.08 | 0.08 |
| 60                         | 行车   | 2.62 | 2.08 | 0.11 |
| 70                         | 行车   | 3.31 | 2.06 | 0.23 |
| 80                         | 行车   | 3.76 | 1.64 | 0.39 |

表 11 甬江特大桥制动减载率实测值

| 车速 / (km·h <sup>-1</sup> ) | 激振类型 | p1/t  | p2/t  | 减载率  |
|----------------------------|------|-------|-------|------|
| 40                         | 制动   | 12.01 | 9.69  | 0.11 |
| 50                         | 制动   | 12.18 | 10.52 | 0.07 |
| 60                         | 制动   | 2.82  | 2.68  | 0.03 |
| 70                         | 制动   | 3.08  | 2.24  | 0.16 |

分析测试结果可得:桥跨结构的行车减载率介于 0.08~0.39,制动减载率介于 0.03~0.16;行车脱轨系数介于 0.24~0.55,制动脱轨系数介于 0.07~0.27。

根据规范《铁道车辆动力学性能评定和试验鉴定规范》<sup>[11]</sup>(GB 5599—85)第 3.3.3.1 条规定,减载率的限值为 0.60。行车速度为 80 km/h 时,桥跨结构的最大减载率为 0.39,小于规定值,满足要求。根据规范

《铁道机车动力学性能试验鉴定方法及评定标准》<sup>[12]</sup>(TB/T 2360—93)第 2.2.2.1 条规定,当最大脱轨系数小于等于 0.6 时,评定等级为优良。行车速度为 80 km/h 时,桥跨结构的最大脱轨系数为 0.55,小于规定值,等级为优良。

4 结 论

(1)甬江桥的桥面初始高程、恒载索力、桥塔初始线形与设计值符合较好。

(2)甬江桥的主桥桥跨结构具有足够的强度和刚度,满足设计荷载,即双线“中—活载”的要求。

(3)甬江桥的设计以及施工质量良好。桥跨结构的横向振幅、脱轨系数以及加速度等均满足规范要求。

参考文献:

[1] 何永昶.混合梁斜拉桥钢轨扣件和伸缩调节器合理布置[J].石家庄铁道大学学报,2016,02:12-16,38.  
[2] 姚亚东.有格室前后承压板式钢混结合段静力行为研究[D].成都:西南交通大学,2016.  
[3] 刘先争.混合梁斜拉桥合理成桥状态影响因素研究[D].成都:西南交通大学,2016.  
[4] 胡晓东.基于动静载试验铁路混合梁斜拉桥静动力性能研究[D].合肥:合肥工业大学,2019.  
[5] 陈可,赵安,吕建鸣.桥梁三维有限元模型建模技术研究[J].土木工程信息技术,2018,02:78-83.  
[6] 王明强,朱永梅,刘文欣.有限元网格划分方法研究[J].机械设计与制造,2004,01:22-25.  
[7] 邱清永.斜拉桥成桥状态及施工过程的力学仿真分析[D].西安:长安大学,2015.  
[8] YC4-4/1982,大跨径混凝土桥梁的试验方法[S].  
[9] TB 10621—2014,高速铁路设计规范[S].  
[10] 铁道部.铁路桥梁检定规范[M].北京:人民铁道出版社,1978  
[11] GB 5599—1985,铁道车辆动力学性能评定和试验鉴定规范[S].  
[12] TB/T 2360—93,铁道机车动力学性能试验鉴定方法及评定标准[S].

《城市道桥与防洪》杂志

是您合作的伙伴,为您提供平台,携手共同发展!

欢迎新老读者订阅期刊 欢迎新老客户刊登广告

投稿网站: <http://www.csdqyfh.com> 电话:021-55008850 联系邮箱: [cdq@smedi.com](mailto:cdq@smedi.com)



# 大跨度刚架拱桥裂缝病害机理研究

王志鹏

(广州市交通设计研究院有限公司, 广东 广州 511430)

**摘要:** 刚架拱桥主要建成于上世纪八九十年代,具有受力合理、施工方便、节省材料和简洁美观的特点。进入本世纪后,该类桥型在重载交通下开始出现较严重的病害,需要经常性的维修加固来维持使用性能,甚至于历经多次加固后,结构病害发展仍然得不到控制,需通过限高限载措施维持运营或者不得不拆除重建。以某80 m跨刚架拱为工程实例,通过检测结果对其进行病害分析及结构建模计算来研究其裂缝病害发生机理。

**关键词:** 大跨;刚架拱;裂缝;机理

**中图分类号:** U443

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1009-7716(2022)09-0108-03

## 0 引言

刚架拱桥最早建成于上世纪七十年代的无锡县。该桥型借鉴了双曲拱桥、桁架拱、肋拱和斜腿刚构等桥型,具有受力合理、施工方便、节省材料和简洁美观的特点。1984年原交通部公路科学研究所和湖南省交通规划勘测设计院联合编制了《钢筋混凝土刚架拱桥定型设计图》,适用跨径范围为25~60 m,从而推广了刚架拱桥在全国范围内的应用,各地陆续建造了多座刚架拱桥<sup>[1]</sup>。

刚架拱主体结构由多片刚架拱片通过横向连系连接成整体,然后在其上部铺设预制桥面板,而预制桥面板又通过桥面整体化层连接。单片刚架拱包括主拱腿、斜撑、竖杆、上弦杆和实腹段等构件,其中,各构件节点处多采用刚接形式的现浇接头。

当时结构计算分析水平受限、规范中的汽车荷载标准较低以及过于追求经济性,使得结构细部构造上的尺寸选择及配筋率偏小,加之主体结构采用“集零为整”的预制拼装施工方法,使得兴建于上世纪八九十年代的刚架拱桥在进入本世纪后,重载交通下开始出现较严重的病害,需要经常性的维修加固来维持使用性能,甚至于历经多次加固后,结构病害发展仍然得不到控制,需通过限高限载措施维持运营或者对其进行拆除重建。

近些年来,针对刚架拱桥病害原因,学者们通过检测、观察和实验等手段进行了归纳总结。刘洪瑞等通过对两座刚架拱桥的病害分析,认为是整体刚

度弱、桥面板强度低和节点连接弱造成刚架拱桥的病害<sup>[2]</sup>。陈宇新等对跨度50 m刚架拱桥的桥面板和拱肋节点病害进行了三维实体元分析,发现拱肋节点处在恒载、活载和温度荷载下出现较大拉应力而出现裂缝,桥面板出现混凝土压碎病害是因为设计的边界条件为固结与实际的铰接不符导致桥面板设计不安全,提出了加强节点构造的加固方法<sup>[3]</sup>。刘云川等针对山东省的刚架拱桥病害进行了系统总结,发现对结构影响较大病害主要是节点裂缝、弦杆裂缝、桥面板穿孔开裂和横系梁破坏,进一步分析发现病害原因是汽车超载和结构整体性差,并提出了粘贴钢板是比较可靠的加固方法<sup>[4]</sup>。钟军等对跨度25 m的刚架拱桥病害进行了检测,发现主要病害是桥面板断裂和次拱腿节点裂缝,认为是设计不足造成了此类病害发生<sup>[5]</sup>。史强等从结构局部构件和结构整体分析了刚架拱桥病害原因,认为设计、施工上的不足和节约材料造成了刚架拱桥的病害较多,并提出整体现浇的施工方法来解决此类桥型的病害<sup>[6]</sup>。李漪等针对60 m跨刚架拱桥实腹段拱顶竖向裂缝进行了杆系元分析,认为是振动导致裂缝恶性循环不断增大,使得结构整体性不断变差<sup>[7]</sup>。闵凡华等针对35 m跨刚架拱桥的弦杆斜向裂缝、节点U形裂缝和实腹段斜向裂缝进行了分析,认为是横系梁连接薄弱导致结构整体性差、单片刚架拱承担的荷载较大<sup>[8]</sup>。

刚架拱桥的病害主要包括桥面板损坏、弦杆裂缝、节点处裂缝和实腹段裂缝。桥面板穿孔破坏是结构构造尺寸不足引起的,不是仅靠增加配筋率能解决的;弦杆裂缝是因为竖杆、斜撑与弦杆固结,属于超静定结构受弯构件,在未设置预应力情况下,温度等作

收稿日期: 2021-11-06

作者简介: 王志鹏(1992—),男,硕士,助理工程师,从事桥梁设计工作。

用引起的次内力使得弦杆开裂;大小节点裂缝是因装配的节点强度未能达到设想的要求,在复杂应力状态下开裂;实腹段斜裂缝是因为结构整体性差,在活载作用下单片拱片受力较大,使得截面抗剪不足。

本文以广州市增城区 S256 线江龙大桥 80 m 跨刚架拱为工程实例,通过对其进行病害分析及结构建模计算来研究大跨度刚架拱桥的主要裂缝病害。

## 1 工程概况

江龙大桥位于广东省道 S256 线上,跨越东江北干流河道,北接增城市经济技术开发区,南接东莞市石碣镇,中心桩号为 K69+432,小里程为三江方向,大里程为石碣方向。全桥由左、右双幅桥并列组成双向 4 车道,左幅为旧桥,1989 年建成通车;右幅为新桥,1994 年建成通车,两座桥桥型相同;全桥长 676 m,跨径组合为  $1 \times 15 \text{ m}$  (浆砌实腹拱)+ $4 \times 45 \text{ m}$  (刚架拱)+ $4 \times 80 \text{ m}$  (刚架拱)+ $2 \times 45 \text{ m}$  (刚架拱)+ $1 \times 15 \text{ m}$  (浆砌实腹拱)。单幅刚架拱桥每孔由 4 片刚架拱片通过横向联系构成,桥面板由肋板板和悬臂板组成,桥面采用钢纤维混凝土铺装。45 m 跨与 80 m 跨的过渡衔接墩采用沉井基础,其余均采用钻孔灌注桩基础,桥墩为钢筋混凝土空心墩。设计荷载等级:汽车 -20 级,挂车 -100。

该桥进行过 3 次维修加固。2006 年针对旧桥和新桥的病害,旧桥评为 2 类桥,对其上部和下部结构进行了大规模的维修加固,内容包括裂缝修补、粘贴钢板、粘贴碳纤维、更换构件、增大构件截面、桩基补强和更换桥面铺装等。2018 年,对该桥桥面肋板板进行了局部更换、粘贴碳纤维和砂浆修补加固。2019 年,对桥面铺装损坏严重的桥跨进行了重做桥面铺装的维修。

2020 年检测发现,左幅和右幅桥梁的桥面板、横向联系和刚架拱片都存在结构性病害。刚架拱片的病害包括主节点处裂缝、实腹段斜裂缝、次节点裂缝和上弦杆跨中裂缝;桥面板病害为跨中裂缝和端部穿孔破损;横向联系病害为跨中裂缝和露筋破损。根据最新检测报告,80 m 跨刚架拱的主要病害为结构性裂缝,裂缝分布见图 1。

## 2 有限元模型

### 2.1 杆系单元模型

采用桥博 4.3 建立江龙大桥 80 m 跨单个刚架拱片杆系单元模型,节点总计 79 个,单元总计 78 个。

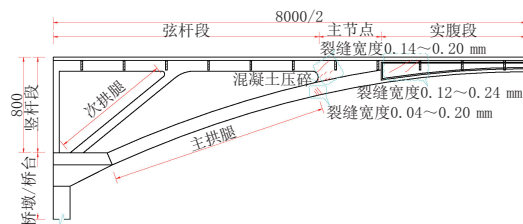


图 1 80 m 跨刚架拱片裂缝分布示意图(单位:cm)

材料强度按照无损检测报告强度取值,边界条件按照原设计假定的拱片在弦杆、竖杆和主、次拱腿处支座均为固结;根据检测报告结论,刚架拱片的横向联系较弱,汽车活载横向分布系数采用杠杆法计算,1# 和 4# 拱片车道荷载横向分布系数为 0.6,2# 和 3# 拱片横向分布系数为 1.2;考虑实际重载交通量情况,按公路 -I 级车道荷载加载;由于拱脚位移和温度对该结构形式的影响较复杂,并且根据检测报告判断结构病害主要是重载引起的,本次计算暂不考虑拱脚位移和温度。刚架拱的竖向剪力  $Q$  和竖向弯矩  $M$  包络图,见图 2 和图 3。

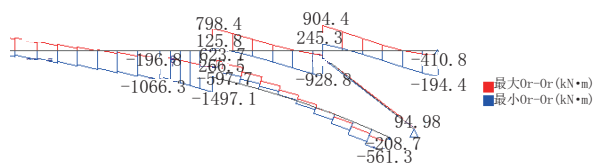


图 2 竖向剪力  $Q$  (单位:kN)

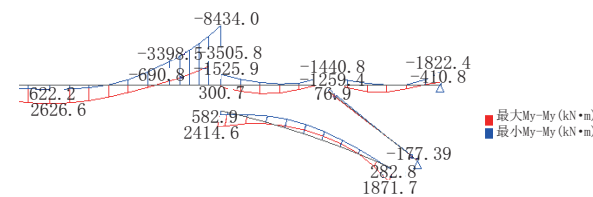


图 3 竖向弯矩  $M$  (单位:kN·m)

刚架拱竖向剪力  $Q$  和竖向弯矩  $M$  包络图中,主节点处的弯矩和剪力均较大,受力复杂。根据刚架拱的施工图,进一步按照截面实际配筋进行截面承载力计算,见图 4 和图 5。

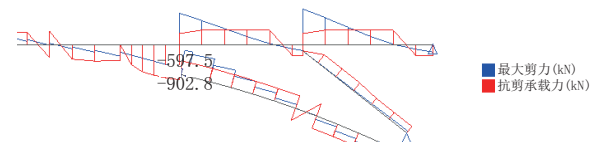


图 4 斜截面强度验算(单位:kN)

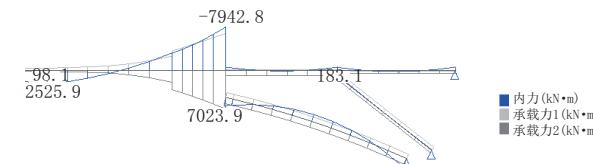


图 5 正截面强度验算(单位:kN·m)

刚架拱主节点处的斜截面和正截面强度验算均超限,主节点处出现贯穿到顶部的弯剪斜裂缝;主拱

腿与主节点相交位置处的底面正截面抗弯强度超限,底面出现受弯裂缝。

## 2.2 实体单元模型

综合杆系模型分析结果,为进一步分析主节点附近的应力场,采用 Midas Fea 建立江龙大桥 80 m 跨单个刚架拱片实体单元模型,网格划分采用结构网格和自由网格混合方式。约束条件:拱脚处均采用固结。2 个加载工况:自重荷载+二期恒载;车道荷载。

各个荷载工况下实腹段处的最大主拉应力云图,见图 6、图 7。

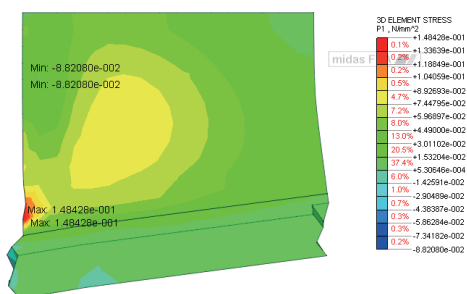


图 6 工况 1:P1 主拉应力云图(单位:MPa)

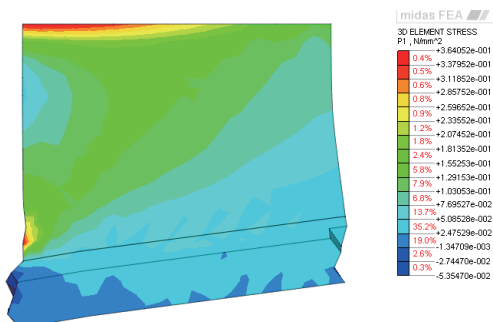


图 7 工况 2:P1 主拉应力云图(单位:MPa)

各个荷载工况下主节点倒角附近的最大主拉应力云图,见图 8、图 9。

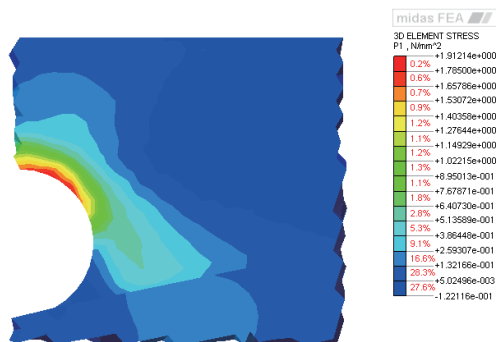


图 8 工况 1:P1 主拉应力云图(单位:MPa)

各个荷载工况下工况下主拱腿与主节点相交处的最大主拉应力云图,见图 10、图 11。

根据应力云图结果分析,实腹段根部节段处在自重、车道和二恒荷载作用下,45°斜截面上的拉应

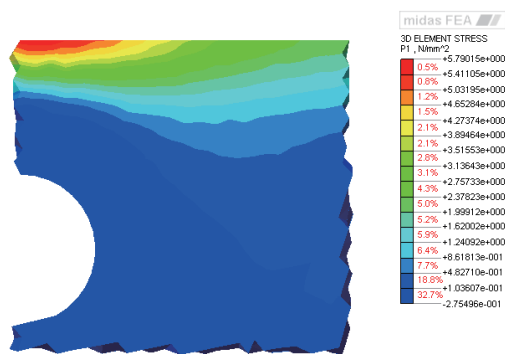


图 9 工况 2:P1 主拉应力云图(单位:MPa)

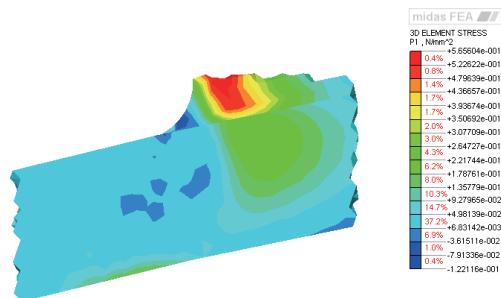


图 10 工况 1:P1 主拉应力云图(单位:MPa)

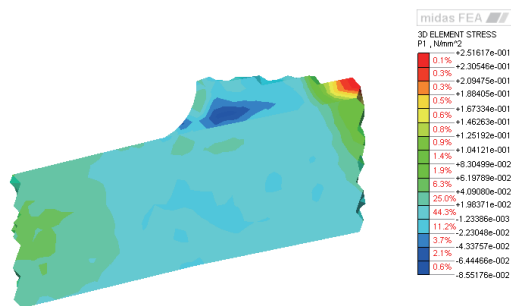


图 11 工况 2:P1 主拉应力云图(单位:MPa)

力较大;主节点圆角附近的截面变化复杂,拉应力较大,存在应力集中情况;在自重荷载下,主拱腿与主节点相交处底部存在拉应力。

实体单元分析结果验证了刚架拱实腹段靠近主节点处较大的弯矩和剪力导致了弯剪斜裂缝,以及主节点圆角截面突变使得局部应力超限出现开裂。

## 3 结 语

本文通过杆系单元的整体分析和实体单元的局部分析,根据计算结果和病害检测综合研究,主要结论如下:

- (1)在自重、车道和二恒荷载作用下 45° 斜截面上的拉应力较大,导致实腹段处的弯剪斜裂缝。
- (2)主节点圆角附近的截面变化复杂而应力集中,引起主节点的斜裂缝和局部压碎。
- (3)主拱腿与主节点相交处底面存在的裂缝主要是结构自重引起的拉应力超限引起的。

(下转第 118 页)



# 河口大桥液体黏滞阻尼器参数分析

曾志刚

(甘肃省交通规划勘察设计院股份有限公司, 甘肃 兰州 730030)

**摘要:**河口大桥主跨360 m,为我国地震烈度8度及以上地震区域跨度最大的斜拉桥,设置液体黏滞阻尼器,对于半飘浮体系的斜拉桥是一种十分有效的消能减震装置。介绍了河口大桥液体黏滞阻尼器的设置形式,重点对比分析了两参数阻尼系数 $C$ 和速度指数 $\alpha$ 不同情况下结构关键部位的变形和内力效应,并优化了液体黏滞阻尼器的相关参数。计算结果表明:通过对液体黏滞阻尼器阻尼参数的优化,可使地震作用下结构的相对位移和地震力有效降低,并使桥梁的抗震安全性提高。

**关键词:**Ⅷ度地震区;斜拉桥;液体黏滞阻尼器;参数优化

**中图分类号:** U441+.3

**文献标志码:** B

**文章编号:** 1009-7716(2022)09-0111-03

## 0 工程概况

随着社会经济的发展、科学技术的创新及各种各种行业学术理论的进步,我国的交通事业得到了快速发展。特别是近年来,我国修建了许多位于世界技术前沿的大跨特殊桥梁结构。随着结构在跨度和高度上的突破,抗震问题也成为桥梁工程理论研究和设计施工人员需要面对的重点及难点。为跨越黄河河口水库而建设的河口大桥是兰州(新城)至永靖沿黄河快速通道的重点控制性工程。大桥主桥为双塔双索面结合梁斜拉桥,主跨跨径360 m,边跨跨径177 m,主塔高99 m;两边跨各设置一个辅助墩,主桥孔跨布置为77 m+100 m+360 m+100 m+77 m,主桥全长714 m,如图1所示。为提高主桥的抗震性能并满足施工需要,主梁采用钢-混凝土结合梁。斜拉索采用空间双索面扇形布置。桥塔采用钢筋混凝土A字型塔,塔高99 m,塔柱采用弧形空透隔板连接<sup>[1]</sup>。

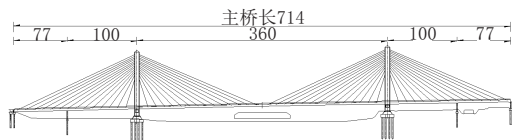


图1 河口大桥桥型布置图(单位:m)

河口大桥为目前甘肃省最大跨度的斜拉桥,也是我国8度及以上地震区最大跨度斜拉桥。对于半飘浮体系斜拉桥,设置液体黏滞阻尼器是一种十分有效的消能减震措施<sup>[1]</sup>。在地震发生时,黏滞阻尼器

作为一种被动消能装置,通过使阻尼器两端产生相对位移,来吸收和耗散地震以及风荷载在桥梁中产生的能量,同时不会对结构产生附加内力,基于以上特点,黏滞阻尼器在国内外的的大跨度桥梁抗震控制中得到了较为广泛的应用<sup>[2-5]</sup>。

## 1 河口大桥阻尼器的设置位置和参数选择

河口大桥位于高地震区,需采取适当的减隔震措施来改善桥梁结构的抗震性能。若要使结构关键部位位移有效减小,结构受力更加合理,结构碰撞的力度减小或避免二者相撞,通过计算机仿真模拟计算,需在桥塔处设置液压非线性黏滞阻尼器,所以该桥在每个桥塔处设置两个阻尼器,阻尼器设置在钢主梁和桥塔下横梁之间,具体设置如图2所示。

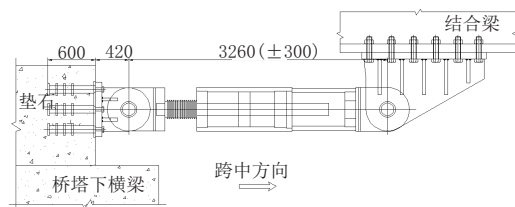


图2 河口大桥阻尼器布置(单位:mm)

黏滞阻尼器的阻尼力通常由下式确定:

$$F = CV^\alpha \quad (1)$$

式中: $C$ 为阻尼系数,由活塞头的面积决定; $V$ 为套筒的速度; $\alpha$ 为速度指数,实际工程中, $0.3 \leq \alpha \leq 0.1$ ,当 $\alpha=1$ 时,为线性黏滞阻尼器; $\alpha \neq 1$ 时,为非线性黏滞阻尼器,速度较小时阻尼器具有足够大的阻尼力,且随速度的增大而增大,当速度足够大时,阻尼力增加幅度变小。因此这种力-速度关系的优点在于在速度

收稿日期:2021-11-25

作者简介:曾志刚(1981—),男,硕士,高级工程师,从事桥梁设计工作。

较大时,力趋于平稳。

本文使用数据依托为甘肃省地震局提供的地震安全性评价报告,采用分析方法为非线性时程方法,以计算机仿真模拟对组合梁斜拉桥进行地震响应分析。由式1可知,桥梁的地震响应结果取决于黏滞阻尼器的速度指数 $\alpha$ 和阻尼系数 $C$ 两个参数的取值,本文通过分析以上两个参数取值不同时的结构地震响应结果,以确定一组适用于本桥的最优参数组合。

表1 液体黏滞阻尼器参数 $C$ 和取值表

| 阻尼系数 $C$ | 2 000 | 5 000 | 8 000 | 10 000 | 12 000 | 15 000 | 地震水平  |
|----------|-------|-------|-------|--------|--------|--------|-------|
| 速度指数     | 0.2   | 0.2   | 0.2   | 0.2    | 0.2    | 0.2    | 100 a |
|          | 0.4   | 0.4   | 0.4   | 0.4    | 0.4    | 0.4    | 2%超越  |
|          | 0.6   | 0.6   | 0.6   | 0.6    | 0.6    | 0.6    | 概率地震波 |
|          | 0.8   | 0.8   | 0.8   | 0.8    | 0.8    | 0.8    |       |
|          | 1     | 1     | 1     | 1      | 1      | 1      |       |

注:阻尼系数 $C$ 的单位为 $\text{kN} \cdot (\text{m} \cdot \text{s})^{-\alpha}$ 。

## 2 河口大桥液体黏滞阻尼器的参数分析

采用 MIDAS Civil 有限元计算程序中的黏弹性阻尼单元(Viscoelastic Damper)对阻尼单元进行模拟,比较分析桥梁关键位置的变形和内力来确定黏滞阻尼器参数的合理取值。

### 2.1 变形响应计算分析

图3~图6表示了塔顶和梁端纵向纵向位移峰值随阻尼参数的变化规律。

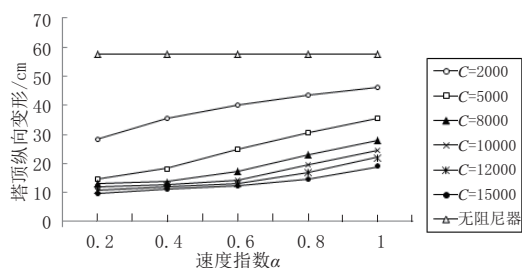


图3 塔顶纵向位移随速度指数 $\alpha$ 的变化规律

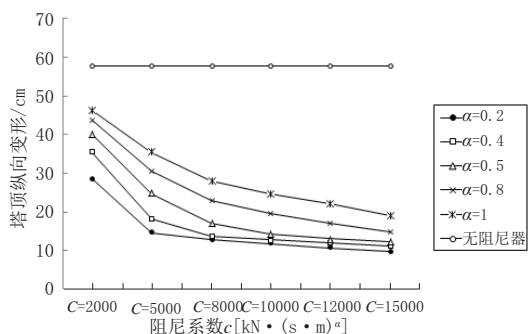


图4 塔顶纵向位移随阻尼系数 $C$ 的变化规律

由图3~图6可知,在斜拉桥主梁和桥塔间设置黏滞阻尼器后:

(1)在纵向地震动作用下,斜拉桥塔顶纵向位移

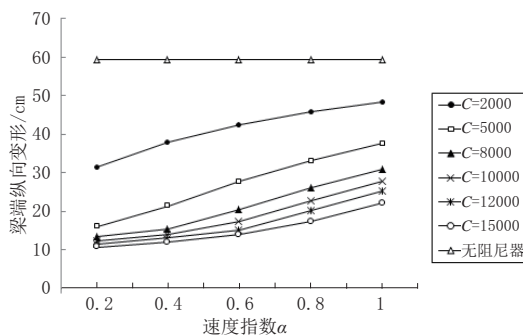


图5 梁端纵向位移随速度指数 $\alpha$ 的变化规律

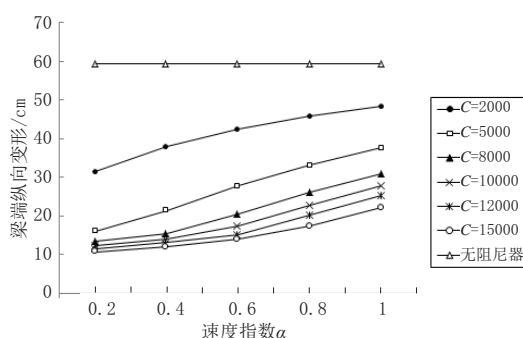


图6 梁端纵向位移随阻尼系数 $C$ 的变化规律

与不设置阻尼器相比显著减小,梁端的纵向位移与不设置阻尼器相比也明显减小。阻尼参数取值不同时,减震效果也不同,当阻尼系数 $C$ 分别取2 000、5 000、8 000、10 000、12 000、15 000时,塔顶纵向变形响应减小的最大百分比分别为50.7%、74.6%、77.5%、79.4%、81.3%、83%,梁端纵向变形响应减小的最大百分比分别为46.9%、72.8%、77.4%、79.3%、80.4%、81.8%。

(2)当阻尼系数 $C$ 不变时,塔顶和梁端纵向位移均随着速度指数的增大而增大。当速度指数在0.2和0.4之间时,变形响应变化趋于平缓,在速度指数后,变形响应放大趋势加快。

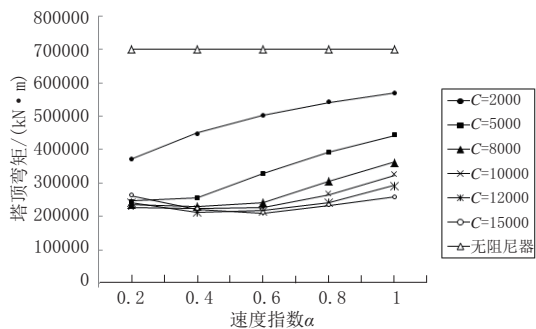
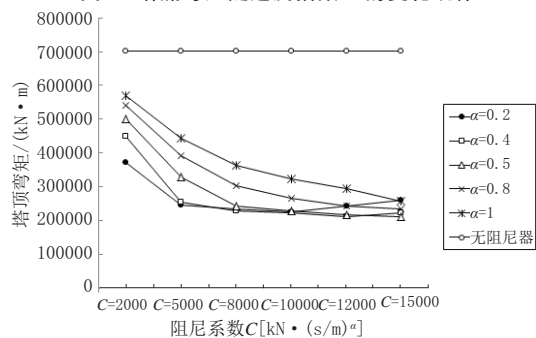
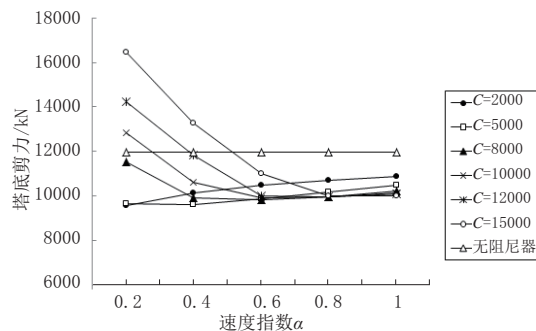
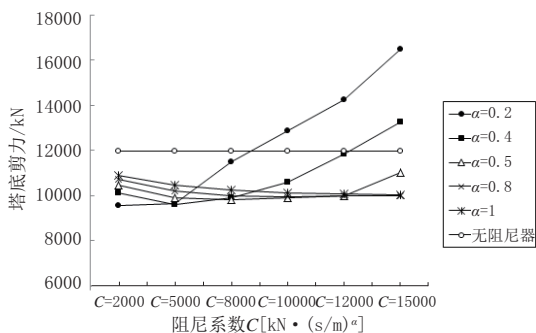
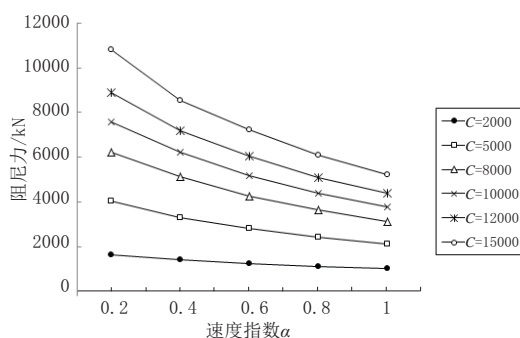
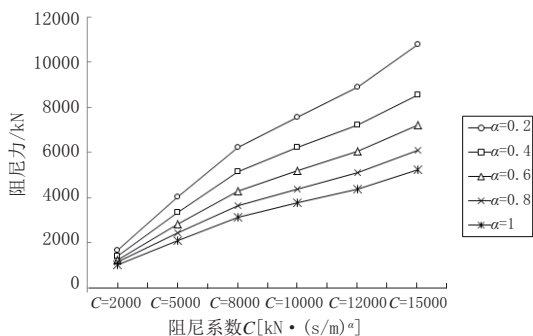
(3)当阻尼器速度指数不变时,塔顶和梁端纵向位移均随着阻尼系数 $C$ 的增大而减小。当阻尼系数 $C$ 在2 000和8 000之间时,变形响应衰减相对较快,在 $C=8 000$ 后,衰减趋势趋于平缓。

### 2.2 内力响应计算分析

图7至图12分别为塔底弯矩、剪力和阻尼力响应峰值随 $C$ 和的变化规律。

由图7~图12可以得出,在斜拉桥主梁和桥塔间设置黏滞阻尼器后:

(1)在纵向地震动作用下,斜拉桥塔底弯矩和剪力与不设置阻尼器相比均有所减少,其中弯矩减少更为明显。阻尼参数取值不同时,减震效果也不同,当阻尼系数分别取2 000、5 000、8 000、10 000、

图7 塔底弯矩随速度指数  $\alpha$  的变化规律图8 塔底弯矩随阻尼系数  $C$  的变化规律图9 塔底剪力随速度指数  $\alpha$  的变化规律图10 塔底剪力随阻尼系数  $C$  的变化规律图11 阻尼力随速度指数  $\alpha$  的变化规律图12 阻尼力随阻尼系数  $C$  的变化规律

12 000、15000 时,塔底弯矩减小的最大幅度分别为 47.0%、64.9%、67.3%、68.3%、69.7%、70.0%,塔底剪力减小的最大幅度分别为 20.1%、19.7%、17.9%、17.1%、16.6%、16.4%。

(2)当阻尼系数  $C$  不变时,塔底弯矩基本上随着速度指数的增大而增大,在速度指数在 0.2 和 0.4 之间时,塔底弯矩变化较为平缓,在速度指数大于 0.4 后,塔底弯矩成放大趋势;当速度指数不变时,塔底弯矩随着阻尼系数  $C$  的增大而减小。阻尼系数  $C$  在 2 000 和 8 000 之间时,塔底弯矩衰减相对较快,在  $C=8\ 000$  后,衰减趋势趋于平缓。

(3)阻尼系数  $C$  取值较小时,黏滞阻尼器可有效降低塔底剪力,但当阻尼系数较大时,反而对塔底的剪力产生了增大效应,这是因为当阻尼系数增大到一定值后,阻尼力的增大效率超过由于黏滞阻尼器的耗能导致的塔底剪力的减小速率,因此塔底剪力开始随着阻尼系数  $C$  的增大而不断增大。

(4)当阻尼系数  $C$  不变时,阻尼力随着速度指数的增大而减小,阻尼力的变化规律基本与速度指数成线性关系;当速度指数不变时,阻尼力随着阻尼系数  $C$  的增大而增加。阻尼系数  $C$  在 2 000 和 8 000 之间时,阻尼力增大趋势相对较快,在  $C=8\ 000$  后,阻尼力增大趋势相对趋于平缓。

由以上分析可知,速度指数越大,结合梁关键部位的纵向变形及内力也越大,阻尼器的减震效果较差,因此速度指数不宜取较大值;阻尼系数  $C$  越大,结合梁关键部位的纵向变形及内力越小,阻尼器的减震效果较好,但阻尼系数过大会造成阻尼器的尺寸、吨位过大、阻尼器连接处内力过大,经济性较差。综合考虑以上因素,河口大桥阻尼器参数确定为:阻尼系数  $C$ ,速度指数。此时,塔顶和梁端纵向位移峰值分别由原来的 57.8 cm 和 59.3 cm 降低至 13.7 cm 和 15.4 cm,减小幅度分别为 76.3%和 74.0%;塔底的弯矩和剪力响应峰值分别由原来的 700 742 kN/m



# 折板式竖井折板间隔对水流水力特性影响分析

孙迎霞<sup>1</sup>, 薛英文<sup>2,3</sup>, 梁舒豪<sup>4</sup>

[1.同济大学建筑设计研究院(集团)有限公司,上海市 200092; 2.武汉大学土木建筑工程学院,湖北 武汉 430072;

3.湖北省城市综合防灾与消防救援工程技术研究中心,湖北 武汉 430072; 4.湖南省建筑设计院有限公司,湖南 长沙 410011]

**摘 要:**为研究折板间隔对折板式竖井内水流的水力特性影响,采用 Realizable  $k-\epsilon$  模型结合 VOF 模型对不同折板间隔的竖井进行数值计算。结果表明:折板间隔是竖井较为关键的影响因素;随着折板间隔的增大,折板上水流流态会由往复跌水流逐渐过渡为 S 型贴壁流,折板或壁面受到的冲击以及冲刷作用也会逐渐增大;无论折板上水流流态为往复跌水流,还是 S 型贴壁流,竖井消能率基本都在 90% 以上,受折板间隔影响较小。

关键词: 折板间隔; 折板式竖井; 水力特性; 数值模拟; 消能

中图分类号: TU992

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2022)09-0114-05

## 0 引言

折板式竖井<sup>[1]</sup>,一种常用于深隧<sup>[2]</sup>工程的水工消能构筑物,可以将市政排水系统中的雨、污水或合流污水转输到隧道中。这类竖井的主体结构<sup>[1]</sup>通常分成两部分,一部分设置纵横交错的折板,使进入到竖井内的水流撞击在折板或边壁上,随后经过往复跌落到竖井底部,即“湿室”,另一部分不通过水流,即“干室”,两部分设置通气孔连接。折板式竖井构造简单,不易受到空化的影响,不必设置特殊的进出口通道,且消能效果也较好,故在国内外排水深隧中得到较多的应用<sup>[3]</sup>。

目前,国内外对折板式竖井的相关研究还非常少。王志刚等<sup>[4]</sup>对折板式竖井内水流流态以及折板功能进行研究分析,发现折板式竖井的水流典型流态可分为往复跌水流和 S 型贴壁流,且不同层折板的主要功能有所侧重,首层折板能调节水流,中间折板能消能,水下折板则是消能和将气体从隧道内排出;ODGAARD A J 等<sup>[1]</sup>、MARGEVICIUS A 等<sup>[5]</sup>、STIRRUP M 等<sup>[6]</sup>、王斌<sup>[3]</sup>等对竖井稳定运行工况以及竖井能安全通过的最大流量进行研究,得到了稳定过流和最大过流约束条件。ODGAARD A J 等<sup>[1]</sup>对竖井内的烟雾流动情况进行研究,发现竖井内空气流动缓慢,且对外所需通气量较小。李璐等<sup>[7]</sup>通过对折板式竖井进行数值仿真,并通过模型试验验证,发现模拟计算与模型试验结果吻合较好。

收稿日期: 2021-10-28

作者简介: 孙迎霞(1978—), 女, 硕士, 高级工程师, 从事给排水设计工作。

本文基于李璐等<sup>[7]</sup>经过合理验证的数值模拟参数,对3组折板式竖井进行数值计算,得到竖井内流态、压强、流速以及消能率水力特性参数的分布情况,并对折板间隔的影响进行分析。

## 1 竖井结构参数及物理模型

图 1 为某工程中方案设计图纸,设计规模  $4.07 \text{ m}^3/\text{s}$ 。该竖井主要分为两个部分,“湿室”和“干室”;“湿室”每隔一段距离设置折板,水流通过折板逐级跌路至底层,最终进入到隧道;“干室”通过通气孔与“湿室”连通,内部不通过水流,顶板设有除臭间,满足通风及除臭功能。

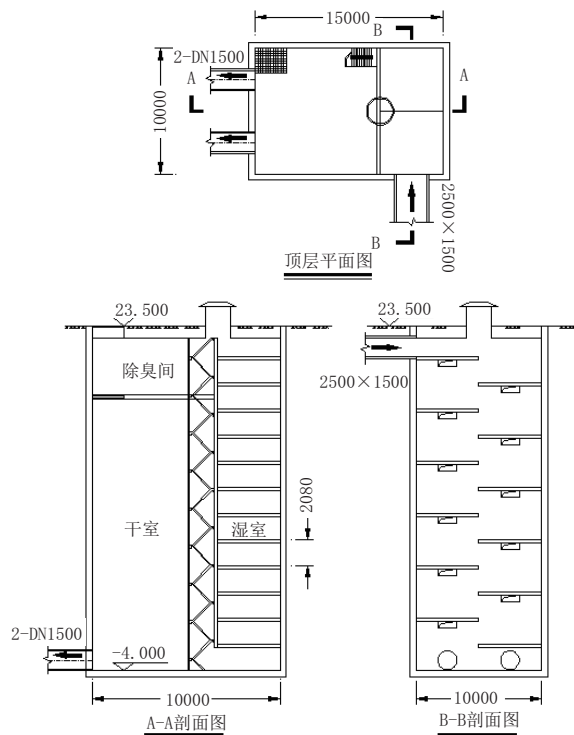


图 1 折板式竖井初始方案设计图(单位:mm)

考虑到折板式竖井内可以达到充分通气条件,以及本文主要研究点在于“湿室”内折板间隔对水流的影响,故在初始方案的基础上去掉“干室”部分,并对竖井内的折板间隔、折板长度、折板宽度等结构参数进行局部的优化设计,简化后的模型以及相应的结构参数分别见图 2 和表 1。

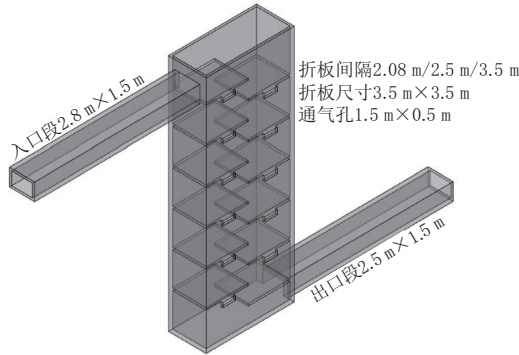


图 2 折板式竖井简化示意图

表 1 不同体型竖井参数表

| 体型 | 进出口尺寸/m | 折板间隔 H/m | 折板长度 L/m | 折板宽度 B/m | 通气孔尺寸/m | 折板数 |
|----|---------|----------|----------|----------|---------|-----|
| S1 | 2.5×1.5 | 2.08     | 3.5      | 3.5      | 1.5×0.5 | 12  |
| S2 | 2.5×1.5 | 2.5      | 3.5      | 3.5      | 1.5×0.5 | 10  |
| S3 | 2.5×1.5 | 3.125    | 3.5      | 3.5      | 1.5×0.5 | 8   |

## 2 数学模型建立

根据李璐等<sup>[7]</sup>研究结果,相较于 RNG  $k-\varepsilon$  模型,紊流模型选用 Realizable  $k-\varepsilon$  模型与实际模型更为贴合,本研究选用 Realizable  $k-\varepsilon$  模型。相应的控制方程组如下:

连续方程:

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (1)$$

动量方程:

$$\frac{\partial(\rho u_i)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho u_i u_j)}{\partial x_j} = \rho f_i - \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_j} \left( \mu \frac{\partial u_i}{\partial x_j} - \overline{\rho u_i u_j} \right) \quad (2)$$

$k$  方程:

$$\frac{\partial(\rho k)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho k u_i)}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[ \left( \mu + \frac{\mu_t}{\sigma_k} \right) \frac{\partial k}{\partial x_j} \right] + G_k + \rho \varepsilon \quad (3)$$

$\varepsilon$  方程:

$$\frac{\partial(\rho \varepsilon)}{\partial t} + \frac{\partial(\rho \varepsilon u_i)}{\partial x_i} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left[ \left( \mu + \frac{\mu_t}{\sigma_\varepsilon} \right) \frac{\partial \varepsilon}{\partial x_j} \right] + \rho C_1 E \varepsilon - \rho C_2 \frac{\varepsilon^2}{k + \sqrt{v \varepsilon}} \quad (4)$$

式中:  $u_i, u_j$  为速度分量;  $\rho$  为流体密度;  $x_i, x_j$  为轴坐标分量;  $-\overline{\rho u_i u_j}$  为紊流切应力;  $f_i$  为质量力分量;  $\mu$  为动

力粘度系数;  $k$  为紊动能;  $\varepsilon$  为紊动耗散率;  $G_k$  为紊动能产生项。

$$C_1 = \max(0.43, \frac{\eta}{\eta+5}), \eta = (2E_{ij} E_{ij})^{1/2} \frac{k}{\varepsilon},$$

$$E_{ij} = \frac{1}{2} \left( \frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right), \mu_t = \rho C_\mu \frac{k^2}{\varepsilon}, C_\mu = \frac{1}{A_0 + A_s U^* k / \varepsilon},$$

$$A_s = \sqrt{6} \cos \phi, \phi = \frac{1}{3} \cos^{-1}(\sqrt{6} W), W = \frac{E_{ij} E_{ik} E_{kj}}{(E_{ij} E_{ij})^{1/2}},$$

$$U^* = \sqrt{E_{ij} E_{ij} + \tilde{\Omega}_{ij} \tilde{\Omega}_{ij}}, \tilde{\Omega}_{ij} = \Omega_{ij} - 2\varepsilon_{ijk} \omega_k,$$

$$\Omega_{ij} = \tilde{\Omega}_{ij} - \varepsilon_{ijk} \omega_k; \sigma_k = 1, \sigma_\varepsilon = 1.2, C_2 = 1.9, A_0 = 4.$$

本次计算模型内的流场为瞬态流,同时选用 VOF 多相流模型结合 Realizable  $k-\varepsilon$  模型、PISO 算法进行计算。

对计算区域进行结构化网格划分,网格尺寸约 0.05~0.2 mm,总数约 115 万。对于求解参数设置,经过相应的调试,计算时间步长设置为 0.005~0.01 s,计算后的结果采用 TECPLOT 软件进行后处理。

## 3 结果与分析

### 3.1 流态

图 3 为 S1、S2、S3 折板式竖井内水流流态图。从图 3 中可知,随着折板间隔的增加,从折板边缘射流而出的水舌水平跌距会逐渐增大,水舌撞击点也会从折板表面转移至边壁上,这样竖井内水流流态就会转变成 S 型贴壁流。其中,图 3(a)为典型的往复跌水流流态,竖井内折板共 12 层,每一层折板间的水流均撞击在折板上且由于边壁限制而形成水垫层,随着水流跌落至竖井底层折板,水流紊动越剧烈,水舌水平跌距略有增大;图 3(c)为 S 型贴壁流流态,在竖井内除第二层折板外,其余折板间射流出的水舌均撞击在竖井边壁上,且越到竖井底部,撞击的位置会越高;图 3(b)为上述两种流态的过渡状态,即过渡流,理论上竖井内水舌应一直撞击在折板与边壁的交汇处,但实际并非如此,竖井上部折板间流态更接近贴壁流,而底部折板间水舌却是有些撞击在折板上,有些撞击在边壁上。

### 3.2 压强

图 4~图 9 为 S1、S2、S3 竖井内某些折板上表面或边壁纵向中心压强分布图。从图 4~图 9 以及上文流态分析情况可知,随着折板间隔的增大,流态从跌水流转变成贴壁流,竖井内压强分布规律也发生较大变化。对于 S1 竖井,5#、8#、11# 折板及边壁上时均压强曲线较为相似,呈“山峰”型和“边坡”型曲线

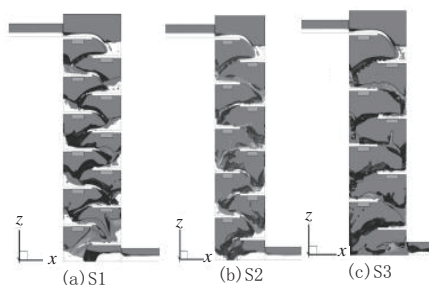


图3 折板式竖井初始方案设计图

分布;从图中可以发现,时均压强曲线存在两个峰值和一个极小值点,峰值在折板与边壁交叉点及折板上靠近交叉点1 m左右,极小值在两者中间。峰值可能是因为水流先后与折板及边壁撞击,从后文流速图可以发现,与边壁撞击的仅是部分水流,且在两个峰值中间折板上形成水垫层。对于极小值点,可能是折板上水垫层内存在漩涡且漩涡转向是沿壁面向上,使得折板上时均压强呈下凹趋势。对于S3竖井,与S1刚好相反,折板和边壁上时均压强分别呈“边坡”型和“山峰”型曲线分布。边壁上2 m左右的压强峰值同样是由于水舌撞击的结果,而随后压强陡然降低和升高,这可能是因为边壁对水流产生一个反向的作用力,致使水流有水平反向的运动趋势,但由于下跌的流程较短,使得水流并不能脱离壁面,故压强会陡然降低,甚至会出现负压,之后水流向下撞击在折板上,使得边壁凹角附近的压强陡然增大,其数值甚至超过水舌与壁面撞击处产生的最大压强。对于S2竖井,折板和边壁上时均压强均呈“边坡”型曲线分布,时均压强从折板与边壁交汇处开始沿两侧分别逐渐减小。对比三组竖井时均压强最大峰值,发现S3竖井接近30 kPa,大于S1竖井,S2竖井最小。至于三组竖井内的脉动压强分布情况,应与折板或边壁的时均压强分布基本相对应,在水舌撞击处以及折板与边壁交汇处的脉动压强较大,S3竖井边壁上局部位置脉动压强可能大于时均压强,产生负压。

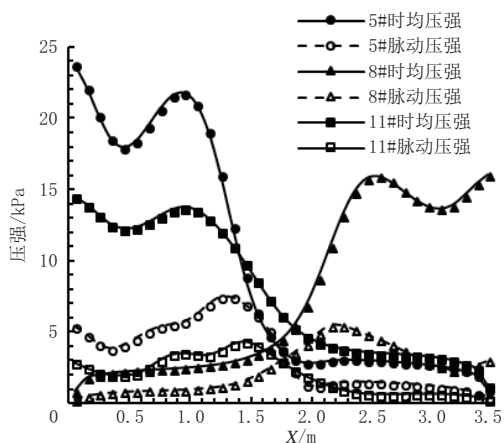


图4 S1竖井折板上表面压强分布图(单位:kPa)

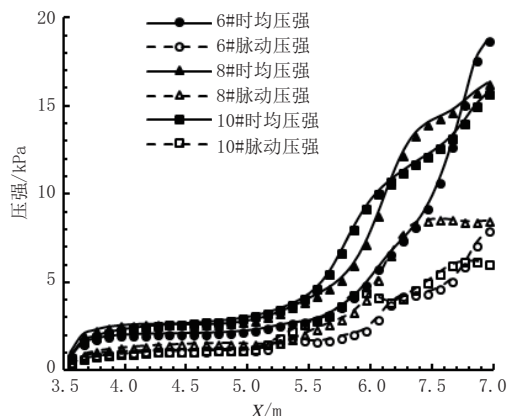


图5 S2竖井折板上表面压强分布图(单位:kPa)

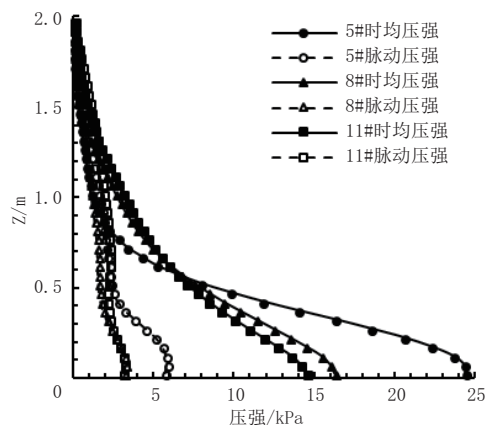


图6 S3竖井折板上表面压强分布图

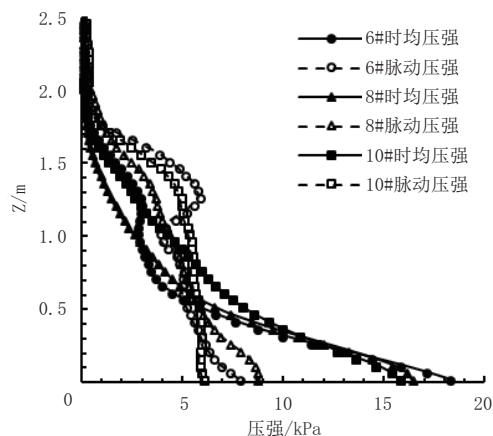


图7 S1竖井边壁压强分布图

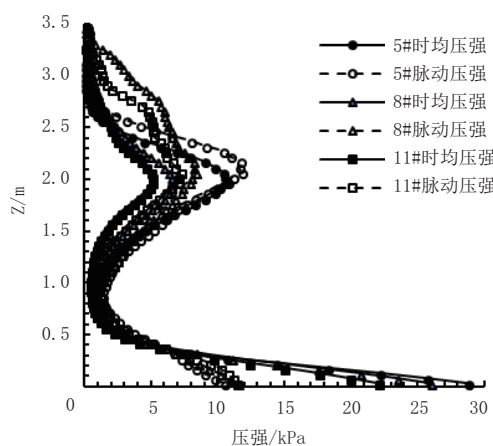


图8 S2竖井边壁压强分布图



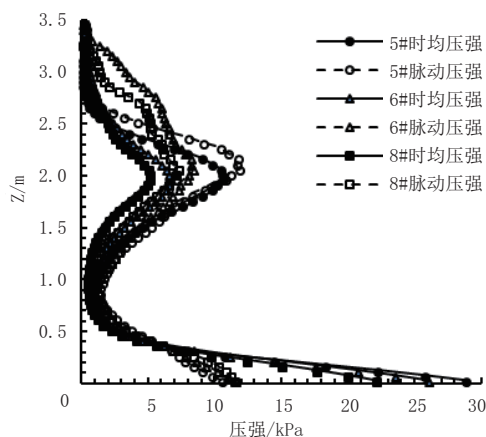


图9 S3竖井边壁压强分布图

对三组竖井内不同折板或边壁上时均压强和脉动压强计算结果进行对比,可以发现水流大约经过6次跌落后,折板或边壁上的时均压强及脉动压强曲线越来越接近,且峰值越来越小。这可能是因为经过约6次跌落后,水流与折板或边壁反复撞击,能量得到很好的消散。

### 3.3 流速

图10为S1、S2、S3竖井中心截面上的流速等值线分布图,图中数值单位均为m/s。对于S1竖井,上层折板上水流流速大约3.5 m/s,经过几次跌落后,流速略有些增大,但基本稳定在2~4 m/s之间。对于S3竖井,折板上水流从折板边缘射流并撞击在边壁上,随后与折板凹角冲击并沿折板滑略而出,整个过程中,水流流速先增大后略有减小,对边壁以及折板有较大的冲刷作用,且折板边缘的水流流速往底层跌落有较大程度的增长,从3.5 m/s快速增大至7 m/s,但之后由于紊动以及高速水流与壁面的撞击使得水股分散从而流速增大减缓;对于S2竖井,竖井内最上面几层折板水流速度逐渐增大,呈现贴壁流速度分布规律,而后由于水流剧烈紊动,使得折板间呈现类似跌水流速度分布规律,且水流流速有一定程度的减小,但由于折板上水流流量波动,有些折板间的流速还是较大。

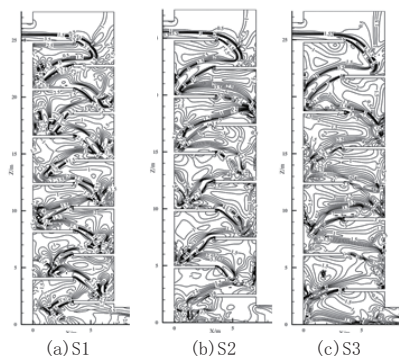


图10 S1、S2、S3竖井内流速等值线分布图

### 3.4 消能率

图11为S1、S2、S3竖井消能率图。单一折板间的消能率计算采取相邻折板边缘的出流断面,多层折板间的消能率计算采取首层折板与底层折板边缘的出流断面。

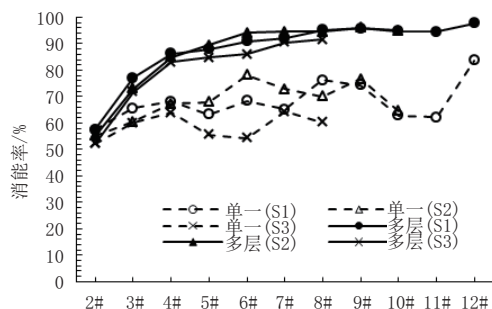


图11 S1、S2、S3竖井单一以及多层折板间消能率(单位:%)

由图11可知,无论水流流态为往复跌水流,还是S型贴壁流,经过3次跌落后,消能率均在80%以上,6次跌落后,达到了91%以上,最后S1竖井消能率达到了95%,比S2及S1略高,由此说明折板式竖井的消能效果较好。从单一折板间消能率变化情况来看,三组竖井的消能率均从55%左右整体增大10~25%,其中S1增长幅度最大,S2次之,而后折线均处于波动状态。对于S1竖井,能量的消耗主要是因为水流对水垫层和折板的冲击,对于S3竖井,主要是水流对边壁和折板的冲击,从压强及流速的角度来看,两种竖井还存在紊动消能,其所在比例较小。

## 4 结论与展望

通过对三组不同折板间隔的竖井进行数值计算,得到竖井内水力特性参数的分布情况,研究表明:

(1)随着折板间隔的增加,竖井内水流流态可从往复跌水流逐渐转变为S型贴壁流。间距最大的S3为贴壁流流态。

(2)随着流态转变成贴壁流,时均压强峰值会有所增大,但无论哪种流态,经过几次跌落后,折板或边壁上的时均压强及脉动压强曲线越来越接近,且峰值越来越小。对于S型贴壁流,边壁上局部位置可能产生负压。

(3)三种流态中,S型贴壁流流速增长幅度最大,对边壁及折板的冲击以及冲刷作用最强,不利于竖井结构安全稳定。三种模型相比较S1流态优于另外两种。

(4)根据李璐等<sup>[7]</sup>研究结果,Realizable  $k-\varepsilon$  模型

与实际模型更为贴合,所以本模型能够基本反应实际情况,由于本工程还未实施,但是通过数学模型模拟,得出方案设计图纸中折板间距合理,能够起到预期的消能作用。

(5)无论哪种流态,折板式竖井消能效果均较好。折板间隔对折板式竖井的消能效果影响较小。对于往复跌水流,折板间能量的消耗主要靠水垫层消能和紊动消能;对于S型贴壁流,水流主要依靠水舌与边壁及折板撞击消能和紊动消能。

文中数值计算得到在水舌与竖井边壁撞击点的下部和折板射流下边缘可能会出现负压,这对竖井安全不利,在之后需要进一步研究分析;本次研究的竖井条件特殊,有着专门用于通气的通道,以此能保证良好通气的假设条件,但在实际工程中,通气与很多因素有关,对竖井也会有一定的影响,故需要在往后的研究中考考虑通气问题。

#### 参考文献:

- [1] ODGAARD A J, LYONS T C, CRAIG A J. Baffle Drop Structure Design Relationships[J]. Journal of Hydraulic Engineering Asce, 2013, 139(9): 995-1002.
- [2] 鲁朝阳, 车伍, 唐磊, 等. 隧道在城市洪涝及合流制溢流控制中的应用[J]. 中国给水排水, 2013, 29(24): 35-40.
- [3] 王斌, 邓家泉, 何贞俊, 等. 折板跌落式竖井设计约束条件研究[J]. 中国水利水电科学研究院学报, 2015, 13(5): 363-367.
- [4] 王志刚, 张东, 张宏伟, 等. 折板消能竖井中的折板功能分析[J]. 中国水利水电科学研究院学报, 2015, 13(4): 270-276.
- [5] MARGEVICIUS A, SCHREIBER A, SWITALSKI R, et al. A Baffling Solution to a Complex Problem Involving Sewage Drop Structures[J]. Proceedings of the Water Environment Federation, 2010, 2010(6): 1-9.
- [6] STIRRUP M, MARGEVICIUS T, HRKAC T, et al. A Baffling Solution to Sewage Conveyance In York Region, Ontario[J]. Proceedings of the Water Environment Federation, 2012, 15(1): 29-37.
- [7] 李璐, 梁舒豪, 杨墨, 等. 用于深隧工程的折板式竖井湿室部分数值模拟研究[J]. 中国给水排水, 2019, 489(13): 137-142.

~~~~~  
(上接第 110 页)

参考文献:

- [1] 娄有原. 刚架拱桥的发展与推广[J]. 公路交通科技, 1989, 6(4): 33-38.
- [2] 刘洪瑞, 周俊峰. 超载作用下刚架拱桥的病害分析与防治[J]. 广东工业大学学报, 2003(2): 46-49.
- [3] 陈宇新, 王玉泉, 徐天予, 等. 浅析钢筋混凝土刚架拱桥病害分析及加固设计[J]. 东北公路, 2003(3): 90-93.
- [4] 刘云川, 刘建民, 王志辉. 刚架拱桥病害特点与防治对策[J]. 山东交

通学院学报, 2006, 14(2): 26-28.

- [5] 钟军. 刚架拱桥的检测和试验[J]. 山东交通科技, 2008(2): 16-17.
- [6] 史强, 宋运来. 刚架拱桥病害分析及设计施工改进措施[J]. 公路交通科技(应用技术版), 2008(6): 141-146.
- [7] 李漪. 刚架拱桥裂缝成因分析[J]. 山西建筑, 2009, 35(17): 288-289.
- [8] 闵凡华. 刚架拱加固施工中拱顶受力分析[J]. 北方交通, 2010(10): 46-48.
- [9] 黄育江. 刚架拱桥拱架片的加固[J]. 公路与汽运, 2006(5): 94-96.

低影响开发(LID)下的城市互通立交排水设计

张洁, 姜 晗

(西安市政设计研究院有限公司, 陕西 西安 710068)

摘 要: 随着我国城镇化的快速发展, 互通立交已经成为了城市发展的重要标志, 而城市基础设施、城市管理能力等因素跟不上城镇快速发展的需要, 各种城市病累积爆发, 尤其是近年来频发的“城市内涝”现象, 对城市居民生活质量造成了严重影响, 制约了城市的快速可持续发展。为了贯彻我国“海绵城市”建设理念, 以西安市酒十路互通立交为依托, 探讨低影响开发下的立交排水设计, 并结合实际案例提供一些建设性的经验。

关键词: 海绵城市; 互通立交; 生态植草沟; 雨水花园; 排水设计

中图分类号: TU992.1

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2022)09-0119-03

0 引 言

城市立交工程作为城市快速发展的需要, 对缓解城市交通运输压力起着至关重要的作用, 而城市立交排水更是保障城市交通正常运行的重要因素, 他直接关系到立交使用过程中的安全性。传统立交排水通常是利用路面横、纵坡产生径流雨水, 然后通过雨水口收集排至市政雨水管道, 而低影响开发下的排水设计是突破了传统的“以排为主”的城市雨水管理理念, 综合采取“渗、滞、蓄、净、用、排”等海绵城市技术措施, 实现自然积存, 自然渗透的绿色排水方式。

1 低影响开发技术与设施

低影响开发(LID)是一种强调通过源头分散的小型控制设施, 维持和保护场地自然水文功能、有效缓解不透水面积增加造成的洪峰流量增加、径流系数增大、面源污染负荷加重的城市雨水管理理念^[1]。主要包含: 植物浅沟、下凹式绿地、生态滞留池、绿色屋面、地下渗蓄、透水铺装等设施。

我们收集了国内外评价较好的市政工程常用的低影响开发技术设施, 列举于此, 目的在于为项目实施的相关设计单位提供思路, 经过各种方案比较, 不仅达到雨水径流控制的要求, 也能起到较好的景观美化作用, 降低城市硬化对气候的影响, 有效减轻“热岛效应”, 改善生活办公环境。

(1) 生态植草沟

收稿日期: 2021-11-23

作者简介: 张洁(1988—), 女, 硕士, 工程师, 从事给排水设计工作。

生态植草沟(又叫植物浅沟)见图1, 是一种生态的地表浅层排水方式, 通常在绿地或绿化带内建设, 浅沟内种植灌木、地被植物等, 径流雨水通过下渗、经植物过滤进行净化和削减的工程措施。可以依靠沉淀、渗透及其吸附功能将雨水中的污染物过滤掉, 洼地的坡度尽量缓, 其表面植被密度较大, 可达到良好的使用效果。

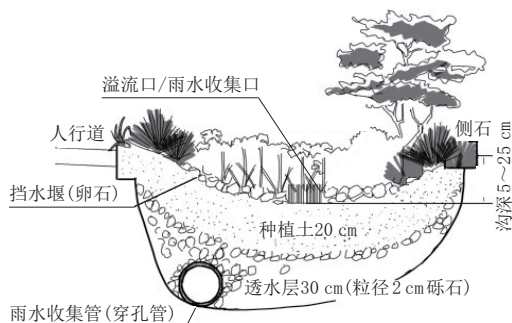


图1 生态植草沟

(2) 下凹式绿地

下凹式绿地通常是指地表高程低于周边道路地面高程一定深度, 可用于雨水调蓄和净化初期雨水的绿地, 通常利用现状或规划道路绿化隔离带, 将其改造为下凹式绿地或低势绿地, 径流雨水流入绿地后优先进行蓄渗, 主要以雨水下渗为主, 超量径流再进入市政雨水管道中。这不仅可以减少城市洪涝灾害, 还增加了土壤的雨水入渗量, 丰富了地下水资源, 净化了水环境, 给城市发展带来了重要的意义。

(3) 雨水花园(生态滞留池)

雨水花园是通过利用地表的自然凹地或人为打造浅洼地型, 种植本地的水生、湿地植物、通过吸附、渗透和过滤等原理对降落在不透水表面的雨水进行控制利用, 不仅达到了良好的景观效果, 还对初期雨

水进行了有效控制。

雨水花园的特点:削减雨水径流量、减少雨水外排;改善雨水径流水质,减少水体污染;下渗雨水,涵养地下水;增加土壤渗透面积,有效减轻“热岛效应”。

(4)透水铺装

透水铺装是指可渗透、滞留或渗排雨水并满足一定要求的地面铺装结构^[2]。透水铺装按照面层材料不同,可分为透水砖铺装、透水水泥混凝土铺装和透水沥青混凝土铺装等。

2 酒十路立交排水设计应用

2.1 项目概况

酒十路(咸宁东路—高楼路)位于西安市浐灞生态区(B区)内,是一条南北走向的城市主干路,道路全长1 225.961 m(含一处互通立交),规划红线宽60 m,沥青混凝土路面,为新建道路。立交形式为:酒十路主线上跨韩森路,为苜蓿叶式全互通立交,分为两层:下层为现状韩森路,上层为酒十路,为使酒十路与韩森路全互通,设置8条单向匝道,2条双向匝道,见图2。

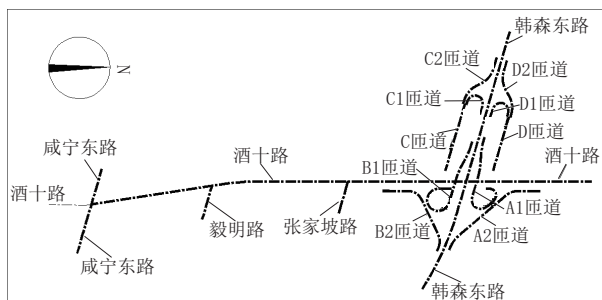


图2 酒十路立交总体布置图

2.2 设计理念

城市互通立交是将城市道路之间联系起来的重要枢纽,常用为苜蓿叶形互通式立交,一般需占用较大面积的用地,在匝道与主线之间形成开阔的空间,通常种植绿化营造景观效果^[3]。传统情况下,我们会将立交范围内空地场平为中间高,两边低,降雨时,雨水顺地势快速向四周排出,然后通过路面雨水口收集排至市政雨水管道。

而“低影响开发”下的立交排水系统则是改变了传统的收水方式,在立交范围内绿地制造微地形,通过建设生态滞留池,使立交范围内雨水通过采用“渗、滞、蓄、净、用、排”等措施,建设自然积存、自然渗透、自然净化的立交排水系统^[3]。降雨时,立交匝道路面雨水通过道路横坡沿下沉式路缘石排至绿地

内,进入绿地内雨水首先自然下渗,过量雨水根据地势排入生态滞留池进行蓄存,同时在生态滞留池内设置溢流式雨水口将过量雨水排至市政雨水管道。

2.3 立交雨水量计算

城市立交排水工程设计应遵循高水高排、低水低排的原则,满足工程实际条件,其雨水量计算与城市道路雨水管道计算方法一样,只是在各别参数的取值上有所不同。

2.3.1 雨水量计算公式

$$Q = q \Psi F^{[4]} \quad (1)$$

式中: Q 为雨水设计流量 (L/s); q 为暴雨强度公式, [$L/(hm^2 \cdot s)$]; Ψ 为综合径流系数,桥面及匝道为 0.9, 其余路段为 0.6; F 为汇水面积 (hm^2)。

2.3.2 暴雨强度公式

采用 2016 年《西安市城市排水(雨水)防涝综合规划》推导的最新暴雨强度公式)。

$$q = \frac{2\,210.87(1+2.915 \lg P)}{(t+21.933)^{0.974}} (L/s \cdot hm^2) \quad (2)$$

式中: q 为暴雨强度 ($L/s \cdot hm^2$); P 为设计重现期,上跨韩森路立交段 $P=20$ a, 其余路段 $P=3$ a; t 为降雨历时 (min), $t=t_1+t_2$; t_1 为地面集水时间,桥面及匝道 $t_1=2 \sim 9$ min, 其余路段 $t_1=5 \sim 15$ min; t_2 为管内水流时间。

3 设计要点

3.1 生态植草沟

将立交主线 3 m、6 m 宽侧分带设置为生态植草沟,地面径流雨水沿道路横坡分别流入道路两侧侧分带内,在侧分带内经渗、滞后,超量雨水溢流进入溢流式雨水口,最后通过雨水口连接管排入设计雨水管道。要求非机动车道及机动车道两侧每隔 20 m 设置一处开口路缘石,开孔宽度 64 cm,路缘石底面与路面相平,以便路面雨水流入绿化带,开口路缘石入口处铺设卵石层防止泥土冲刷。为防止下沉式分隔带内雨水下渗破坏道路路基,车行道路基外侧设置防水复合土工膜,见图 3。

3.2 生态滞留池(雨水花园)

将立交匝道范围内绿地人为制造凹地,设置为生态滞留池,图中阴影面积为生态滞留池,见图 4。除 A2、B2 匝道坡向人行道通过雨水管道收集外,其余 6 条匝道(A1、B1、C1、D1、C2、D2)全线设置为下沉式路缘石,坡向绿地,路面径流雨水通过横坡流入绿地,经下渗、滞留、利用(植物吸纳)等方式充分消纳,

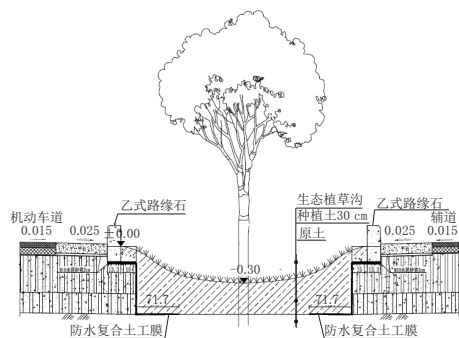


图3 生态植草沟

过量雨水溢流进入溢流式雨水口,最终排入市政雨水管道。

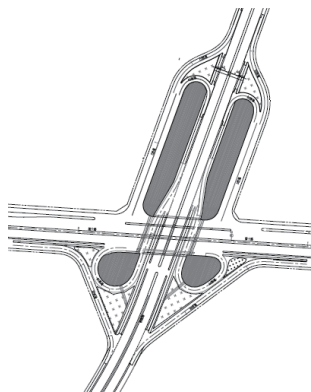


图4 生态滞留池总平面图

3.3 溢流式雨水口

酒十路 A1、B1、C1、D1、C2、D2 匝道围合区域内道路工程已按排水要求进行了场平设计,形成了下凹式绿地地形。根据场平设计,溢流式雨水口位置布置在高于地势最低处约 0.5 m 的等高线上,使绿化带

中有一定的蓄水区域,发挥地形渗蓄功能,减少地面径流量。

绿带内雨水口采用环保型溢流式雨水口(具备防堵塞功能),雨水口高度应高于周围绿地 0.15 m,在雨水口四周 0.3 m 范围内铺设卵石,防止泥沙冲进雨水口。

4 结 语

本文以酒十路互通立交排水设计为例,简要介绍了在项目在低影响开发下,根据实际地形,合理利用低影响开发技术,提升雨水综合消纳能力,减轻“热岛效应”、城市内涝和径流污染问题,还创造了宜人的生态景观。当前,“海绵城市”建设理念在全国大范围内进行试点,技术标准图集及实用技术手册等一系列技术指导文件逐步颁布,我们应积极总结经验教训,把海绵城市建设理念更广泛的应用在市政项目中,将我国打造为一个生态宜居的生态化强国。

参考文献:

- [1] 陈林,曹宇,孙天星.城市滨水空间生态化再开发与利用的几点思考[J].四川建筑,2016,36(2):12-14.
- [2] 刘忠昌.基于 SWMM 的某大学校园低影响开发(LID)雨水系统模拟研究[D].荆州:长江大学,2019.
- [3] 李立军,周密.“海绵城市”设计理念在城市立交中的应用.广东公路交通[J].2018,44(2):40-44.
- [4] GB 50014—2021,室外排水设计标准[S].

(上接第 113 页)

和 11 952 kN 降低至 228 954 kN/m 和 9 908 kN,减小幅度分别为 67.3%和 17.1%。

6 结 语

(1)液体黏滞阻尼器的耗能减振效果十分明显,在本桥主梁和桥塔间设置纵向液体粘滞阻尼器可有效降低结构关键部位的变形和内力。

(2)结构的减震效果取决于阻尼参数的取值,增大阻尼系数 C 或者减小速度指数均可以减小结构关键部位的变形响应和地震力。阻尼器最优的参数选择应该是满足结构较好的减震效果并尽量降低阻尼器的内力,以降低阻尼器的制造和安装成本。

(3)综合考虑阻尼系数 C 和速度指数不同取值下

结构变形和内力的减震情况,河口大桥阻尼器参数经优选确定为:阻尼系数,速度指数。

参考文献:

- [1] 胡焱文.河口黄河大桥减隔震措施研究[J].城市道桥与防洪,2016(12):153-155,167.
- [2] 王志强,隔震桥梁分析方法及设计理论研究[D].上海:同济大学,2000.
- [3] 王志强,胡世德,范立础.东海大桥黏滞阻尼器参数研究[J].中国公路学报,2005,18(3):37-42.
- [4] 陈永祁,杜义欣.液体黏滞阻尼器在结构工程中的最新进展[J].工程抗震与加固改造,2006,28(3):65-72.
- [5] 蒋建军,蒋劲松.广西南宁大桥液体黏滞阻尼器设计[J].世界桥梁,2007(4):8-10,50.
- [6] 韩万水,黄平明,兰燕.斜拉桥纵向设置黏滞阻尼器参数分析[J].地震工程与工程振动,2005,25(6):146-151.