

U形肋正交异性组合桥面板构造参数分析

逯东洋

[上海市政工程设计研究总院(集团)有限公司,上海市 200092]

摘要:针对U形肋+平钢板+混凝土板形成的正交异性组合桥面板,利用Ansys空间有限元软件,对组合桥面板的U形肋尺寸、U形肋间距、横隔板间距、钢顶板厚度及混凝土板厚度等主要构造参数进行研究,提出U形肋正交异性组合桥面板的合理构造尺寸,为今后设计提供了有益的参考。

关键词:正交异性组合桥面板;U形肋;构造参数分析

中图分类号:U443.3

文献标志码:A

文章编号:1009-7716(2023)05-0190-05

0 引言

在大跨度的桥梁建设中,与交通荷载相比,自重成为对于结构具有决定性的因素。为了实现桥梁的经济性,随着桥梁跨度增大,桥面板不再使用钢筋混凝土桥面板,而是正交异性钢桥面板。

正交异性钢桥面板中,面板在纵向和横向均作为翼缘参与结构受力,因此具有材料利用率高、重量轻的特点,是大跨度桥梁难以取代的桥面结构。正交异性钢桥面板在匀布荷载或集中荷载作用下有很大的极限承载力。在正交异性钢桥面板的发展历程中,纵向肋的形式经历了从开口肋向闭口U形肋的演化,主要原因是闭口U形肋具有较大的抗弯和抗扭刚度,有利于提高钢桥面局部刚度和铺装耐久性。但正交异性钢桥面板在汽车轮载作用下易产生“鼓曲”状变形,在焊接约束处产生次弯曲应力集中,从而引发疲劳裂纹。钢桥面板的疲劳破坏现象和桥面板铺装损坏,都极大地影响了桥梁的安全性、耐久性以及正常使用。

为解决混凝土桥面板自重大、正交异性钢桥面板疲劳性差的问题,有学者提出了一种U形肋+平钢板+混凝土板形成的正交异性组合桥面板,通过剪力连接件将混凝土板与正交异性钢桥面板的钢顶板连接成整体后形成组合结构,共同承担车辆荷载。该组合结构已在近些年多座中大型桥梁中得到应用^[1-2]。

本文针对混凝土板与钢板及闭口U形肋组成的新型正交异性组合桥面板,通过Ansys空间有限元计

算,对组合桥面板的U形肋尺寸、U形肋间距、横隔板间距、钢顶板厚度及混凝土板厚度等主要构造参数进行研究,提出正交异性组合桥面板的合理构造尺寸。

1 分析方法

本文主要研究不同构造形式正交异性组合桥面板在自重及汽车荷载作用下第二体系受力状况。参数分析研究选取的构造参数有:加劲肋尺寸、加劲肋间距、横隔板间距、钢顶板厚度、混凝土顶板厚度。关注的关键力学指标主要有:钢顶板应力、加劲肋应力、混凝土桥面板应力,分析综合考虑纵横向的最不利汽车布置。车辆轮载作用附近的结构构造及横隔板处的结构构造是关注的关键区域。

1.1 计算模型

采用Ansys空间有限元程序建立正交异性组合桥面板的三维空间有限元模型,其中钢板采用壳单元模拟,混凝土采用实体单元模拟。计算中完全按照弹性计算。边界条件按如下处理:横隔板底部完全约束竖向位移,横桥向边缘无横向水平位移,纵桥向边缘无纵向水平位移。Ansys有限元模型见图1。

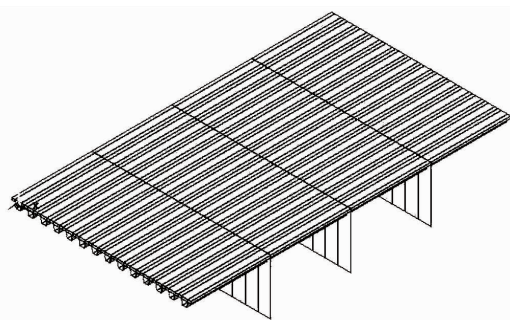


图1 Ansys有限元模型图

1.2 计算荷载

恒载考虑结构自重与二期铺装,汽车荷载按《公

收稿日期:2022-06-29

作者简介:逯东洋(1991—),男,硕士,工程师,从事桥梁结构设计和研究工作。

路桥梁设计通用规范》(JTG D60—2015)规定采用车辆荷载。

车辆荷载纵桥向加载示意图见图 2。一个重轴加载在两隔板的正中间,跨中截面为正弯矩最不利截面,横隔板处截面为负弯矩最不利截面。

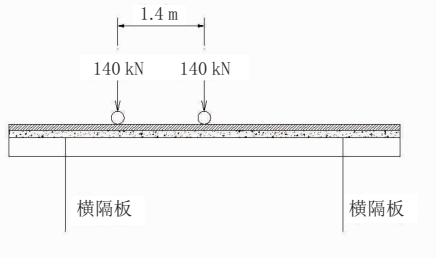


图 2 车辆荷载纵桥向加载示意图

横向布置参考规范,紧凑布置 3 辆车,每辆车车轮横向间距 1.8 m,相邻车最近车轮间距 1.3 m。

车辆荷载横桥向加载示意图见图 3。

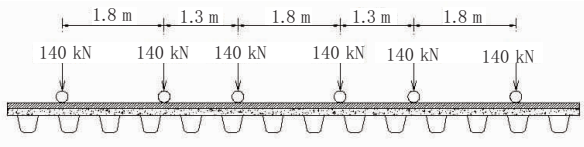


图 3 车辆荷载横桥向加载示意图

1.3 材料参数

钢材:用于顶板、U 肋和横隔板,采用 Q345 钢材,弹性模量为 2.1×10^5 MPa,泊松比为 0.3,密度 $7\,850\text{ kg/m}^3$ 。

C60 混凝土:用于桥面板,弹性模量取 3.6×10^4 MPa,泊松比为 0.2,密度 $2\,600\text{ kg/m}^3$ 。

2 基本参数分析

2.1 U 形肋尺寸及纵向间距

U 肋的尺寸及间距共同决定了桥面板的纵向刚度。U 肋尺寸越大、纵向间距越密,桥面板的第二体系应力势必越小,但经济指标越高,抛开经济性单纯谈论桥面板第二体系受力是无意义的。本文保持混凝土桥面板厚度为 120 mm,钢顶板厚度为 12 mm,隔板间距为 4.5 m 不变,在保证 U 肋材料用量不变的条件下设计 4 种 U 肋形式。桥面板 U 肋构造形式、组合桥面板构造参数见图 4、表 1,图表中的参数 C 、 t_s 、 t_u 、 W 、 A 、 B 、 h_s 分别为混凝土板厚度、钢板厚度、U 肋板厚度、U 肋间距、U 肋上缘宽度、U 肋下缘宽度、U 肋高度。

根据《公路钢结构桥梁设计规范》(JTG D64—2015)对闭口加劲肋构造的规定,U 肋腹板宽厚比不超过 30,U 肋下翼缘宽厚比不超过 40。考虑钢结构加工过程及桥梁施工过程中混凝土桥面板未与钢桥

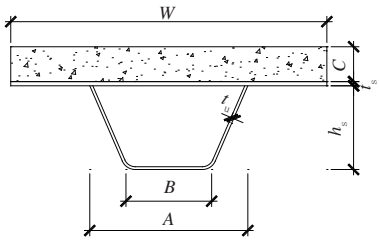


图 4 桥面板 U 肋构造形式

表 1 组合桥面板构造参数 单位: mm

方案	C	t_s	t_u	W	A	B	h_s
一	120	12	8	720	360	240	300
二	120	12	8	660	330	170	300
三	120	12	8	640	320	240	250
四	120	12	6	400	200	180	220

面板结合时钢桥面板的稳定性,钢顶板 U 肋腹板间的宽厚比不超过 30。由于加劲肋一般为冷弯加工,其板厚不宜过厚,目前工程中所采用的 U 型加劲肋板厚度多为 8 mm。

方案一为板厚 8 mm U 肋且满足上述构造要求下尺寸最大、间距最大的方案;方案二、三为 U 肋材料用量不变的前提下保持板厚不变,减小 U 肋宽度或高度,加密 U 肋间距;方案四为板厚 6 mm U 肋且满足上述构造要求的小 U 肋、密间距方案。4 种方案 U 肋用钢量均为 74 kg/m^2 。

桥面板钢结构应力标准值随加劲肋尺寸变化图见图 5。

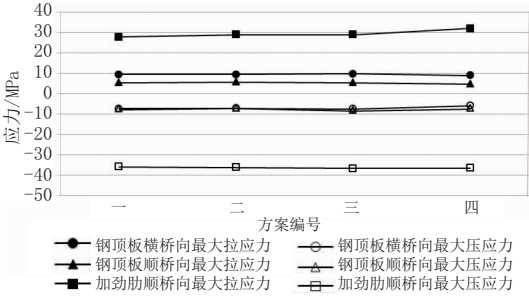


图 5 桥面板钢结构应力标准值随加劲肋尺寸变化图

对于板厚 8 mm U 肋,钢顶板横向应力基本一致,变化幅度在 3% 以内;对于板厚 6 mm U 肋,由于 U 肋间距明显降低,钢顶板横向应力降低,横向压应力减小 1.5 MPa,降幅 20%。对于钢顶板纵向正应力,方案一与方案二基本一致,方案三由于 U 肋高度降低,钢顶板最大压应力相对方案一增加 10%。方案四与方案一钢顶板纵向压应力基本一致。

U 肋纵向拉应力随 U 肋尺寸有明显的变化趋势,方案二、三相对方案一增大 8%,方案四相对方案一增大 15%;4 种方案 U 肋纵向压应力变化幅度在 3% 以内。

桥面板混凝土应力标准值随加劲肋尺寸变化图
见图 6。

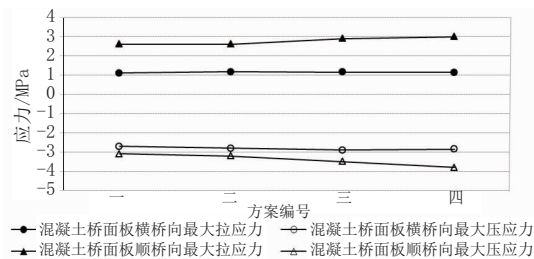


图 6 桥面板混凝土应力标准值随加劲肋尺寸变化图

4 种方案混凝土桥面板的纵向正应力逐渐增加,方案四相比方案一混凝土拉压应力增大 15% ~ 20%,U 肋尺寸越大混凝土桥面板纵向正应力越小;4 种方案混凝土桥面板横向应力变幅在 0.1 MPa 左右。

综上可知,当除 U 肋外其他桥面板构造不变,U 肋用钢量一定时,在满足钢板刚度的前提下,U 肋尺寸越大,混凝土桥面板、U 肋应力水平越低;钢顶板受组合截面中心轴的影响,U 肋尺寸大时钢顶板应力可能增加,但变化幅度不大。因此,对于正交异性组合桥面板,在满足钢板刚度、U 肋冷弯加工板厚的条件下,大尺寸 U 肋具有较好的力学性能和经济性。

2.2 隔板间距

在进行隔板间距的参数分析时,保持混凝土桥面板厚度为 120 mm,钢顶板厚度为 12 mm,分别计算隔板间距为 3.5 m、4.0 m、4.5 m、5.0 m 时的关键力学指标。使用板厚 8 mm U 肋,调整 U 肋尺寸及间距,使隔板间距变化时 U 肋应力不变,探究其经济性。不同横隔板间距下桥面板 U 肋构造参数表见表 2。

表 2 桥面板 U 肋构造参数表 单位:mm

横隔板间距	C	t_s	t_u	W	A	B	h_s
3 500	120	12	8	720	360	240	300
4 000	120	12	8	660	330	170	300
4 500	120	12	8	640	320	240	250
5 000	120	12	6	400	200	180	220

最不利加载工况下,各关键力学指标中最大和最小的计算应力标准值见图 7、图 8。

通过调整 U 肋尺寸,使得在横隔板间距变化时,U 肋的最大应力处于同一水平,4 种方案 U 肋最大应力相差在 3% 以内;对应的混凝土桥面板应力变幅在 0.3 MPa 以内,4 种方案 U 肋及混凝土桥面板应力近似相同。

钢顶板纵横向压应力随横隔板间距的增加而降低,横隔板间距从 3.5 m 增加到 5.0 m 的过程中,钢顶

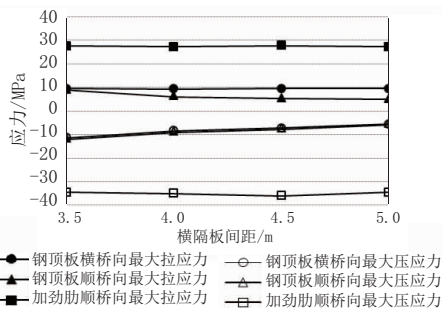


图 7 桥面板钢结构应力标准值随横隔板间距变化图

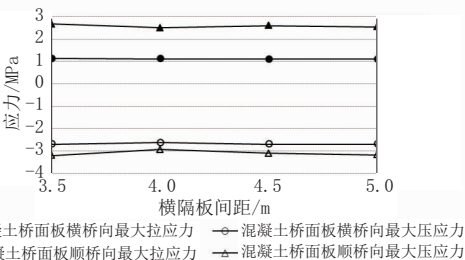


图 8 桥面板混凝土应力标准值随横隔板间距变化图

板纵向压应力从 -12 MPa 降低到 -5.7 MPa,降幅 52.5%。

4 种方案材料用量见表 3、图 9。其中 U 肋材料用量随横隔板间距的增加而增加,横隔板材料用量参考实际工程,当横隔板间距 3.5 m 时材料用量为 102.9 kg/m²,假定其与横隔板间距成线性关系,则其材料用量随横隔板间距的增加而降低。U 肋与横隔板总材料用量随横隔板间距增加先降低后增加,在间距为 4.5 m 时达到最低。因此对于正交异性组合桥面板,当横隔板间距为 4.5 m 时经济性最优。

表 3 U 肋材料用量与横隔板间距关系

横隔板间距 / m	U 肋材料用量 / (kg·m ⁻²)	横隔板材料用量 / (kg·m ⁻²)	合计 / (kg·m ⁻²)
3.5	57.0	102.9	159.9
4.0	68.6	90.0	158.6
4.5	74.3	80.0	154.3
5.0	88.1	72.0	160.1

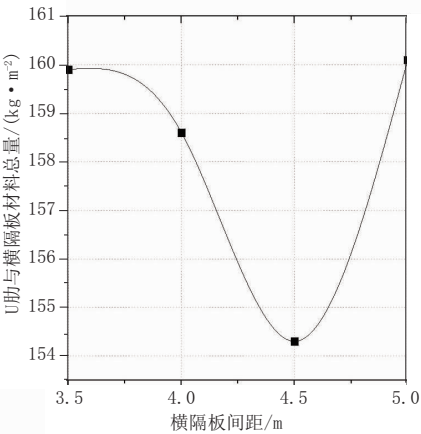


图 9 U 肋 + 横隔板材料总用量与横隔板间距的关系图

2.3 钢顶板厚度

在进行钢顶板厚度的参数分析时,保持混凝土桥面板厚度为 120 mm,加劲肋板厚 8 mm、高度 300 mm、上宽 360 mm、下宽 240 mm、间距 720 mm,隔板间距为 4.5 m 不变,分别计算钢顶板厚度为 10 mm、12 mm、14 mm、16 mm 时的关键力学指标。

在最不利加载工况下,各关键力学指标最大和最小的计算应力标准值见图 10、图 11。

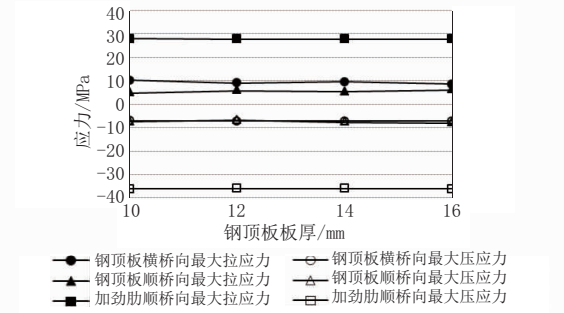


图 10 桥面板钢结构应力标准值随钢顶板板厚变化图

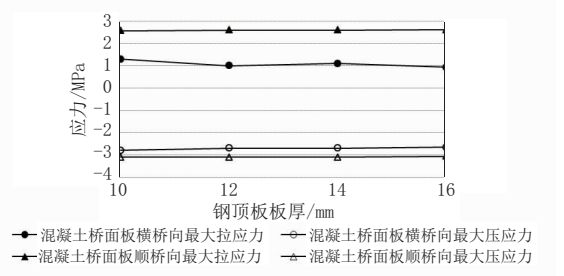


图 11 桥面板混凝土应力标准值随钢顶板板厚变化图

由图 10、图 11 可知,钢顶板的横桥向和顺桥向应力随着钢顶板板厚变化的幅度在 2 MPa 以内,U 肋应力的变化幅度在 0.2 MPa 以内,混凝土桥面板的应力变化幅度在 0.3 MPa 以内。桥面板第二体系各关键区域的应力变化水平随钢顶板板厚的变化幅度较小,可见因钢顶板位于中心轴附近,其板厚变化对桥面板整体抗弯刚度影响较小,对桥面板第二体系变化影响较小,设计时主要考虑钢桥面板第一体系受力及构造需求板厚即可。因钢顶板上需焊接剪力连接件,其板厚不宜过小,建议采用 12 mm 的钢顶板厚度。

2.4 混凝土板厚度

在进行混凝土板厚度的参数分析时,保持钢顶板厚 12 mm,加劲肋板厚 8 mm、高度 300 mm、上宽 360 mm、下宽 240 mm、间距 720 mm,隔板间距为 4.5 m 不变,分别计算混凝土板厚度为 100 mm、120 mm、135 mm、150 mm 时的关键力学指标。

在最不利加载工况下,各关键力学指标最大和最小的计算应力标准值见图 12、图 13。

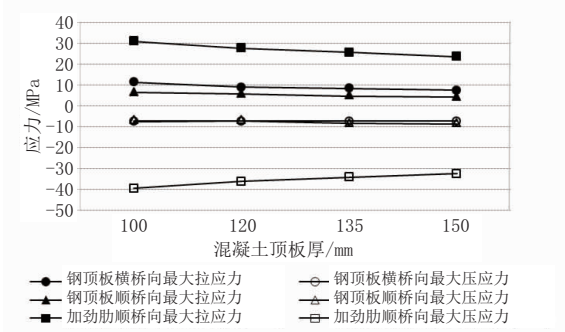


图 12 桥面板钢结构应力标准值随混凝土板板厚变化图

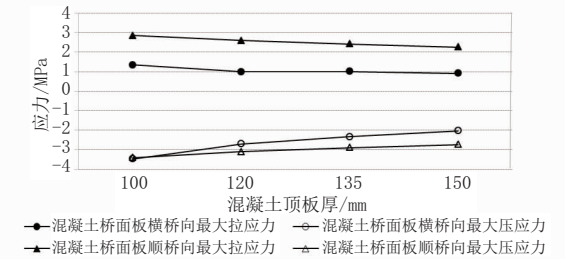


图 13 桥面板混凝土应力标准值随混凝土板板厚变化图

由图 12、图 13 可知,当混凝土板厚从 100 mm 增加到 150 mm 时,钢顶板顺桥向最大拉应力从 6.4 MPa 降低到 4.2 MPa,降低 2.2 MPa,顺桥向最大压应力从 -7 MPa 增大到 -8.6 MPa,增加 1.6 MPa,变化幅度在 20%~30%;混凝土桥面板顺桥向最大拉应力从 2.85 MPa 降低到 2.26 MPa,降低 0.59 MPa,顺桥向最大压应力从 -3.41 MPa 降低到 -2.73 MPa,降低 0.68 MPa,降低幅度在 20%左右;加劲肋底板顺桥向最大拉应力从 31.1 MPa 降低到 23.7 MPa,降低 7.4 MPa,顺桥向最大压应力从 -39.4 MPa 降低到 -32.3 MPa,降低 7.1 MPa,降低幅度在 20%~25%,应力变化近似呈线性变化。

对于正交异性组合桥面板第二体系受力,混凝土桥面板越厚其力学性能越好,但需综合第一体系统筹考虑。以 36 m 桥面宽度的 6 车道 400 m 跨径自锚式悬索桥为例,当混凝土桥面板厚度由 100 mm 增加至 150 mm 时,桥面板自重增加 46.8 kN/m;假定桥梁矢跨比 1/6,桥面板自重引起的主梁轴力增量为 14 040 kN,主梁纵向受力构件用钢量假定按 320 kg/m² 计算,混凝土按弹性模量等效为钢结构后,主梁总面积为 2.44 m²,由混凝土桥面板荷载增加引起的钢梁轴向压应力增加 5.75 MPa,混凝土桥面板压应力增加 1 MPa。

综合第二体系计算结果,当混凝土板厚从 100 mm 增加到 150 mm 时,对于第一体系与第二体系受力之和,钢顶板顺桥向最大压应力增加 7.35 MPa,混凝土桥面板顺桥向最大压应力增加 0.32 MPa,加劲肋底

板顺桥向最大压应力仅降低 1.35 MPa。混凝土桥面板增厚后,对主梁受力的改善并不明显,反而会增大钢顶板和混凝土桥面板的压应力;除此之外,还会引起缆索、桥塔、基础受力的增加。因此,综合结构第一、第二体系受力情况,对于大跨自锚式悬索桥,当混凝土桥面板厚度在 100~150 mm 范围时,其厚度越小结构经济性越好。

《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTJ 3362—2018)规定 I 类(一般环境)的最小保护层厚度为 20 mm,II 类(冻融环境)为 30 mm。《公路工程混凝土结构耐久性设计规范》(JTJ/T 3310—2019)对保护层厚度作出了更为严格细致的规定,一般环境细分为 I-A、I-B、I-C 3 类,最小保护层厚度分别为 20 mm、25 mm、30 mm;对于 II 类环境最小保护层厚度取 30~35 mm。因此混凝土板厚宜依据保护层厚度要求和纵、横向钢筋直径综合确定。对于 C60 混凝土桥面板,若桥面板顶层保护层厚度为 30 mm,底层因与钢顶板接触,保护层厚度适当降低取为 10 mm,纵向设置 2 层钢筋,横向设置 1 层钢筋,钢筋直径均为 20 mm,则此时保护层与钢筋直径之和为 100 mm。因此,若桥面板厚度为 100 mm,钢筋间将无法设置间隙,从构造角度考虑,混凝土桥面板厚度不宜低于 120 mm。

3 结 语

(1)当除 U 肋外保持其他桥面板构造不变,U 肋用钢量一定时,在满足钢板刚度的前提下,U 肋尺寸

越大,混凝土桥面板、U 肋应力水平越低;钢顶板受组合截面中心轴的影响,U 肋尺寸大时钢顶板应力可能增加,但变化幅度不大。对于正交异性组合桥面板,在满足钢板刚度、U 肋冷弯加工板厚的条件下,大尺寸 U 肋具有较好的力学性能和经济性。

(2)混凝土桥面板厚 120 mm 时,通过调整 U 肋尺寸保持 U 肋应力不随横隔板间距变化,U 肋与横隔板材料用量之和随横隔板间距增加先降低后增加,在间距 4.5 m 时达到最低。对于正交异性组合桥面板,横隔板间距 4.5 m 时经济性最优。

(3)钢顶板位于正交异性组合桥面板中心轴附近,其板厚变化对组合桥面板整体抗弯刚度影响较小,对桥面板第二体系变化影响较小,设计时主要考虑钢桥面板第一体系受力及构造需求板厚即可。考虑钢板局部稳定及与剪力连接件焊接性能,其板厚不宜过小,建议采用厚度为 12 mm 的钢顶板。

(4)混凝土桥面板厚度需综合结构第一、第二体系受力情况统筹考虑。对于大跨度桥梁,较小的混凝土板厚具有较优的经济性。混凝土板厚宜依据保护层厚度要求和纵、横向钢筋直径综合确定。从构造角度考虑,混凝土桥面板厚度不宜低于 120 mm。

参考文献:

- [1] 苏庆田,韩旭,姜旭,等.U 形肋正交异性组合桥面板力学性能[J].哈尔滨工业大学学报,2016,48(9):14-19.
- [2] 田启贤,高立强,周尚猛,等.超高性能混凝土—钢正交异性板组合桥面试验研究[J].桥梁建设,2019,49(增刊 1):13-19.

(上接第 186 页)

- 裂性能试验[J].同济大学学报(自然科学版),2015,43(3):352-356.
- [6] 苏庆田,邹迪升,张龙伟,等.后结合预应力组合梁桥的混凝土预应力实效测试与分析[J].同济大学学报(自然科学版),2021,49(8):

1061-1069.

- [7] JTJ D60—2015,公路桥涵设计通用规范[S].
- [8] JTJ 3362—2018,公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].