

DOI:10.16799/j.cnki.csdqyfh.2023.09.042

既有独柱花瓶墩简化计算与精细化分析

冷金荣

[同济大学建筑设计研究院(集团)有限公司,上海市 200092]

摘 要:独柱花瓶墩外形美观,受力合理,在城市桥梁建设中得到大量应用。结合某城市高架桥项目,对其涉及的独柱花瓶墩采用设计规范提供的计算方法进行了简化计算,同时建立了非线性有限元模型进行了精细化分析,并对两种计算结果进行了对比,得出了一些结论和建议,可以为类似工程提供有益的参考。

关键词:独柱花瓶墩;简化计算;非线性;精细化分析

中图分类号: U443.2

文献标志码: B

文章编号: 1009-7716(2023)09-0180-03

0 引 言

随着我国城市化进程的快速推进,各地修建了大量的城市高架和立交。独柱花瓶墩因其外形美观、受力合理,能很好地兼顾节省用地、桥梁景观和结构受力等方面的问题,因此在城市桥梁建设中得到了大量应用。然而,关于独柱花瓶墩墩帽配筋的检算要求直到 2018 年下半年才纳入《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG 3362—2018)(以下简称“公预规”)[1]。在此之前建设完成的独柱花瓶墩,是否有必要按现行“公预规”进行复核算属于悬而未决的问题。本文结合实际工程采用“公预规”提供的方法对某既有城市高架桥的独柱花瓶墩进行了检算,发现墩帽配筋并不能满足其相关条文的要求[3]。为此,又建立了非线性有限元模型进行了精细化分析,并在此基础上与“公预规”的计算结果进行了对比,得出了一些结论和建议,可以为类似工程提供有益的参考。

1 工程概况

某分幅布置的城市高架桥,双向四车道规模,单幅桥宽 9 m,标准跨径 30 m,三跨一联,设计汽车荷载为城-A 级。上部结构采用现浇弧形腹板预应力混凝土连续箱梁,下部结构采用独柱花瓶墩。标准花瓶墩的墩帽横桥向顶宽 3.5 m,底宽 2 m,顺桥向厚 1.6 m。立柱顶横桥向布置双支座,支座间距 2.5 m,见图 1。

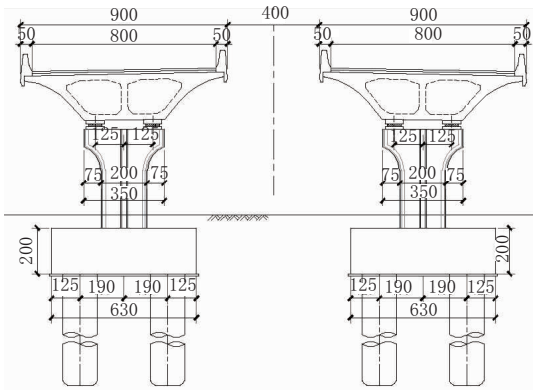


图 1 某城市高架标准桥墩横断面(单位:cm)

花瓶墩采用强度等级为 C40 的混凝土浇筑,主筋及箍筋均采用 HRB400 钢筋,其中墩顶布置 11 根直径 28 mm 横向受力主钢筋,其下竖向每隔 150 mm 布置一层 10 根直径 16 mm 的分布钢筋。

根据上部结构计算成果,分别提取了花瓶墩在主梁落架、成桥、正常使用极限状态(频遇值组合)、承载能力极限状态(基本组合)四种工况下的支座反力,见表 1。

表 1 不同工况下的支座反力			单位:kN
序号	工况	支座反力	备注
1	主梁落架	2 502	
2	成桥	3 256	
3	正常使用极限状态	4 233	频遇组合
4	承载能力极限状态	6 618	基本组合

2 “公预规”简化计算

根据“公预规”第 8.4.7 条,对于独柱双支座花瓶墩墩帽(顶部),采用拉压杆模型计算其横向受拉部位的抗拉承载力。按本工程花瓶墩的构造尺寸及钢筋配置情况,荷载取承载能力极限状态(基本组合)墩顶竖

收稿日期: 2022-11-08

作者简介: 冷金荣(1979—),男,硕士,高级工程师,从事桥梁设计工作。

向力设计值(支座反力),检算过程如下:

$$f_{sd} A_s = 330 \times (11 \times 615 + 10 \times 201) = 2\,895.7 \text{ kN}$$

$$\gamma_0 T_{1,d} = 0.45 F_d \left(\frac{2s-b'}{h} \right) = 1.1 \times 0.45 \times$$

$$6\,618 \times \left(\frac{2 \times 2.5 - 2}{1.8} \right) = 5\,459.9 \text{ kN}$$

可见 $f_{sd} A_s < \gamma_0 T_{1,d}$, 且其比值仅为 0.53, 远远不能满足要求。

3 非线性有限元精细化分析^[4]

3.1 模型建立

为深入了解花瓶墩的受力机理,探索花瓶墩墩帽横向受拉的极限承载力,建立非线性实体模型进行了精细化分析。实体模型截取花瓶墩墩顶以下 3 m 范围的构件,建模时混凝土采用实体单元模拟,其非线性本构关系按《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2010)^[2]附录 C 建立,通过引入合理的混凝土材料弹塑性损伤模型模拟混凝土受拉及受压的裂缝分布及发展趋势。钢筋采用桁架单元模拟,按理想弹塑性模型模拟其材料的非线性特征。混凝土和钢筋的抗压强度、抗拉强度及弹性模量等力学参数均按“公预规”取值,即 C40 混凝土抗压强度取 26.8 MPa,抗拉强度取 2.40 MPa,弹性模量为 3.25×10^4 MPa,钢筋的屈服强度取 330 MPa,弹性模量 2.0×10^5 MPa。

立柱底部节点采用全固结约束,在花瓶墩顶部进行竖向力的加载,竖向力在支座下钢板范围内按均布面荷载施加。计算过程分别模拟了主梁落架、成桥、正常使用极限状态(频遇值组合)、承载能力极限状态(基本组合)四种工况。得到了各工况下混凝土的正应力、主应力、主拉应力、损伤情况以及钢筋的拉应力等重要指标。

3.2 主要计算结果

3.2.1 主梁落架工况

主梁落架工况混凝土主拉应力和钢筋拉应力见图 2。

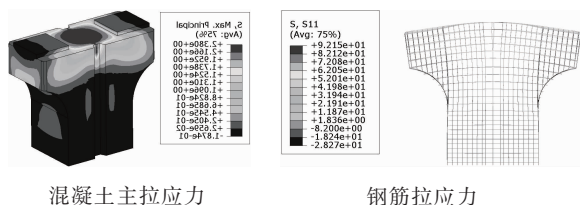


图 2 主梁落架工况应力分布图(单位:MPa)

从图 2 中不难看出,主梁落架时墩顶混凝土的主拉应力为 2.38 MPa,已接近拉 2.4 MPa 的主拉应力限值。因应力集中,立柱侧面开槽顶部的混凝土已

开始出现局部损伤。此时横向钢筋拉应力约为 92.15 MPa,尚处于低应力状态。墩顶横向拉力合计 1 285 kN,其中混凝土承担 1 146 kN,占比 89.2%,钢筋承担 139 kN,占比 10.8%。墩顶横向力主要由混凝土承担。

3.2.2 成桥工况

成桥工况混凝土主拉应力和钢筋拉应力见图 3。

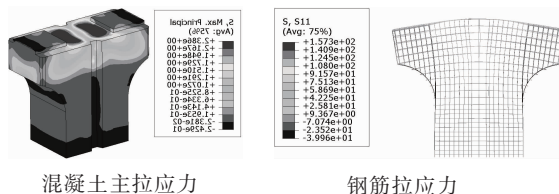


图 3 成桥工况应力分布图(单位:MPa)

成桥工况受二期恒载等影响,墩顶支座反力由 2 502 kN 增大到 3 256 kN,增幅为 30.13%。此时墩顶中部混凝土已达到极限拉应变,墩顶以下约 200 mm 深度范围内的混凝土退出工作,混凝土最大裂缝宽度 0.151 mm。墩顶横向受力钢筋的应力急剧增加,由 92.15 MPa 激增到 157.3 MPa,增幅达 70%以上。墩顶横向拉力合计 1 718 kN,其中混凝土承担 1 228 kN,占比 71.5%,钢筋承担 490 kN,占比 28.5%。墩顶横向力仍主要由混凝土承担,但占比下降了 17.7%。

3.2.3 正常使用极限状态

正常使用极限状态(频遇组合)下混凝土主拉应力和钢筋拉应力见图 4。

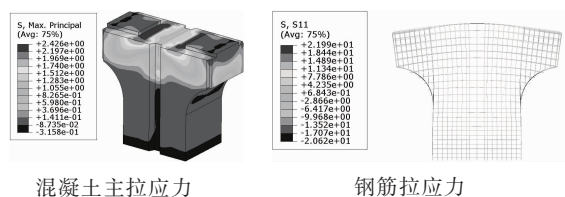


图 4 频遇组合应力分布图(单位:MPa)

正常使用极限状态考虑了汽车荷载、差异沉降、温度等影响,墩顶支座反力由 3 256 kN 增大到 4 233 kN,与成桥工况相比,荷载增幅为 30%。墩顶混凝土的竖向损伤范围进一步加大,墩顶退出工作的混凝土深度增加到 600 mm 左右,混凝土最大裂缝宽度 0.197 mm,横向受力钢筋的应力达到 219.9 MPa,增幅 39.8%。墩顶横向拉力合计 1 995 kN,其中混凝土承担 823 kN,占比 41.3%,钢筋承担 1 172 kN,占比 58.7%。墩顶横向力已变为主要由钢筋承担,但混凝土承担的拉力也不可忽视。

3.2.4 承载能力极限状态

承载能力极限状态(基本组合)下混凝土主拉应力和钢筋拉应力见图 5。

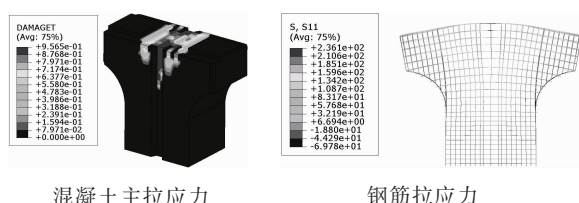


图5 基本组合应力分布图(单位:MPa)

承载能力极限状态墩顶加载值由 4 233 kN 增大到 6 618 kN,增幅为 56.34%。墩顶中部的混凝土损伤深度继续增加,达到 900 mm 左右,同时损伤范围向开始向横向扩展。横向受力钢筋的应力达到 236.1 MPa,增幅 7.37%。墩顶横向拉力合计 2 459 kN,其中混凝土承担 437kN,占比 17.8%,钢筋承担 2 022 kN,占比 82.2%。墩顶横向力主要由钢筋承担,混凝土承担的拉力已降至 20%以下。墩顶大部分混凝土已经开裂退出工作,但横向受力主筋尚未进入屈服状态,钢筋拉应力增幅有所减小。

3.2.5 极限承载力

继续增大墩顶竖向力,当单支座加载值达到 7 942 kN 时,钢筋应力达到屈服应力 330 MPa。因此,以承载能力极限状态的基本组合设计值 6 618 kN 为基准,可以认为花瓶墩墩帽横向抗拉承载力还有约 20%的富余。

4 简化计算与非线性分析对比

本文研究的高架桥花瓶墩,“公预规”和非线性分析的墩墩帽横向抗拉承载力分别为 2 895.7 kN 和 7 942 kN,后者与前者的比值为 2.74,可见两种计算方法的差异是比较大的。分析其原因主要有以下两个方面:

(1)“公预规”假定承载能力极限状态下受拉混凝土完全退出工作,墩帽顶部水平拉力完全由钢筋承担,但实际情况是混凝土仍可承担相当比例(比如 20%)的水平拉力;

(2)在承载能力极限状态下,结构已呈塑性,结构内力已进行重分布,“公预规”按弹性分析得到的墩顶横向拉力数值偏大,相对误差可达 40%以上。

“公预规”简化计算与非线性有限元分析各有优缺点,新建工程推荐采用“公预规”简化计算,合理配

筋。既有工程建议首先按简化计算进行初步分析,若不能满足要求则进一步结合非线性有限元方法进行精细化分析。

5 结 语

针对应用广泛的独柱花瓶墩,采用“公预规”提供的计算方法和实体有限元方法分别进行了结构验算,根据对二者计算结果的对比分析,认为:

(1)“公预规”关于花瓶墩墩帽的计算方法普适性强,力学概念清晰,简单易行,为花瓶墩墩帽设计提供了理论依据,对指导工程设计意义重大;

(2)非线性有限元分析费时费力,普适性较差,但计算结果可信度更高,能够更准确地揭示结构的受力机理,可为既有独柱花瓶墩的精细化分析提供有力的理论支撑;

(3)与非线性有限元分析相比,“公预规”的计算方法略显保守,以本文研究的花瓶墩为例,其安全系数甚至超过 2,若既有工程直接套用该方法,有可能低估其实际承载能力;

(4)“公预规”的简化计算方法适用于承载能力极限状态下的强度验算,对既有花瓶墩进行验算时宜同时关注正常使用极限状态下墩顶混凝土的裂缝宽度,根据理论计算及实际观察到的裂缝情况,必要时采取涂刷封闭、压力注浆等措施以保证结构的耐久性;

(5)根据花瓶墩墩帽的受力特点和破坏机理,其横向受拉破坏通常为延性破坏,破坏前有明显的征兆(墩帽中部竖向裂缝),因此对既有花瓶墩墩帽的设计复核,建议采用非线性有限元分析方法,确有必要时再进行加固,以免造成工程浪费。

参考文献:

- [1] JTG 3362—2018, 公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范[S].
- [2] GB 50010—2010, 混凝土结构设计规范[S].
- [3] 郭彦勇.高速公路桥梁独柱花瓶墩典型病害处理[J].交通科技,2016(4):40-41.
- [4] 贺科,杜磊,谭巨良,等.基于拉压杆理论的桥墩结构受力分析[J].交通科技,2022(3):84-89.