doi:10.16018/j.cnki.cn32-1650/n.202601009

现浇上承式钢筋混凝土拱桥支架安全性分析

阮冬平
(安徽交控工程集团有限公司,安徽 合肥　230000)

摘要:上承式钢筋混凝土拱桥因自重大、跨度大等原因,对临时支架体系的承载力与稳定性有着极高的要求。本文以安徽省黄山市祁门县凫峰镇的率水河大桥为工程背景,结合施工分析和结构计算,通过Midas Civil 2024有限元分析软件建立临时支架的三维实体模型,对临时支架体系的强度、刚度与稳定性进行计算。结果表明,临时支架体系各杆件的最大组合应力为-220.1 MPa(贝雷梁处),远低于工程中所用的Q345钢材305 MPa的强度设计值;临时支架整体最大变形为22.3 mm,竖向、横桥向、纵桥向的最大变形分别为-17.6、19.5、5.2 mm,均远小于施工阶段允许挠度*L*/400的限值。

关键词:上承式钢筋混凝土拱桥;现浇支架;支架预压;安全性分析;有限元分析
中图分类号:U445.4;TU755.2　**文献标志码**:A　**文章编号**:1671-5322(2026)01-0064-15

Safety Analysis of Cast-in-place Support System for Upper-deck Reinforced Concrete Arch Bridges

RUAN Dongping
(Anhui Transportation Holding Engineering Group Co. Ltd., Hefei Anhui　230000, China)

Abstract: Upper-deck reinforced concrete arch bridges, due to their large self-weight and long span, impose extremely high requirements on the bearing capacity and stability of temporary support systems. Taking the Shuaishui River Bridge located in Fufeng Town, Qimen County, Huangshan City, Anhui Province as the engineering background, and combining construction analysis and structural calculation, a three-dimensional solid model of the temporary support system was established using the Midas Civil 2024 finite element analysis software to calculate the strength, stiffness, and stability of the temporary support system.The results show that the maximum combined stress of each member in the temporary support system is -220.1 MPa (at the Bailey beam), which is far lower than the design strength value of 305 MPa for Q345 steel used in the project. The maximum overall deformation of the temporary support system is 22.3 mm, and the maximum vertical, transverse (bridge direction), and longitudinal (bridge direction) deformations are -17.6 mm, 19.5 mm, and 5.2 mm, respectively, all of which are much smaller than the allowable deflection limit of L/400 during the construction stage.

Keywords: upper-deck reinforced concrete arch bridge; cast-in-place support system; support system preloading; safety analysis; finite element analysis

随着上承式钢筋混凝土拱桥在山区高速公路建设中的广泛应用,对现浇拱圈施工过程中临时支架体系进行安全性分析与评价显得越来越重要。其中,在临时支架结构与施工控制方面,

收稿日期:2025-11-23
基金项目:安徽交控工程集团有限公司科技研发项目(2024-RD01)。
作者简介:阮冬平(1973—),男,安徽无为人,高级工程师,主要研究方向为山区高速公路的道路、桥梁和隧道施工。

许红胜等[1]提出了临时支架与已浇筑结构耦合受力的分析方法,指出分层浇筑过程中临时支架受力随施工阶段变化显著;谢银龙等[2]对组合式临时支架开展了承载力验算,论证了其在市政桥梁中的可靠性;魏华等[3]提出适用于多跨箱梁施工的装配式模板临时支架体系,并基于有限元模型验证了其强度与稳定性。此外,唐琦等[4]研究表明,通过合理预压可有效释放临时支架体系的非弹性变形,提高施工过程中结构的整体工作性能。

在数据分析技术方面,随着有限元技术的成熟,其在临时支架分析中的应用愈发广泛。刘生滨[5]利用有限元方法研究钢箱梁施工支架受力特征,为支架布置及优化提供可靠依据;宣菲等[6]通过有限元仿真分析临时支架体系在最不利工况下的应力分布与挠度响应,并据此提出优化策略,增加了临时支架的安全储备量。既有研究表明,有限元方法能够真实反映支架体系在复杂施工荷载作用下的受力、变形及稳定性,对施工方案比选及风险防控具有重要价值。

尽管上述研究在临时支架受力机理、预压技术及有限元分析方面取得了丰富成果,但总体上仍存在诸多不足,主要表现在:

1) 针对上承式混凝土拱桥临时支架体系的整体安全性分析研究相对不足,目前的分析多集中于局部构件或典型受力工况,缺乏针对临时支架体系在多工况、多阶段的系统评估;

2) 关于临时支架预压技术参数选取、加载分级机制及其对支架变形控制效果的定量研究仍不充分,工程可操作性不足;

3) 现有有限元分析多基于通用模型,尚缺乏与实际工程相结合、能够真实反映施工环境与支架结构细节的工程化模型。

针对现有文献中对临时支架体系整体性、阶段性安全分析不足的问题,本文以安徽省黄山市祁门县鸟峰镇率水河大桥工程建设为背景,构建现浇上承式钢筋混凝土拱桥临时支架三维有限元模型,系统分析其强度、刚度和稳定性,最后结合施工阶段模拟及支架预压技术提出临时支架变形控制策略,为类似上承式钢筋混凝土拱桥的临时支架设计、施工组织及风险控制提供可量化、可工程化的技术依据。

1　工程概况

率水河大桥为上承式钢筋混凝土箱型拱桥,起讫桩号为 K12+687.5 ~ K12+914.5,桥梁跨径为 2×13 m+6×13 m+6×13 m+3×13 m=221 m,拱距 148 m,全桥总长为 227 m(含桥台)。该桥水平面位于直线段内,纵面位于 2.5% 的纵坡处,桥型布置图如图 1 所示,拱圈一般构造图如图 2 所示。

图 2 中,拱圈采用悬链线钢筋混凝土箱型断面,净跨径 146.2 m、净矢高 29.25 m,矢跨比约为 1∶5,拱轴系数为 1.988;单箱三室截面箱高 2.7 m,宽 8.8 m。拱圈采用 C50 混凝土浇筑,左、右幅共 2 721.5 m^3;钢材采用 Q235 和 Q345,钢筋采用 HRB400 带肋钢筋,分 28、25、16、12 四种型号,总重 1 098.8 t。拱脚段顶底板厚度由 25 cm 渐变至 60 cm、边腹板厚度由 30 cm 渐变至 50 cm、中腹板厚度由 20 cm 渐变至 50 cm,顶底板及腹板厚度渐变段均为线性渐变。箱型截面倒角均为 25 cm×25 cm,箱型拱立柱下设置 35 cm 厚横隔板,非立柱处设置 25 cm 厚横隔板,3#、13#墩拱立柱下设置双 25 cm 厚横隔板。

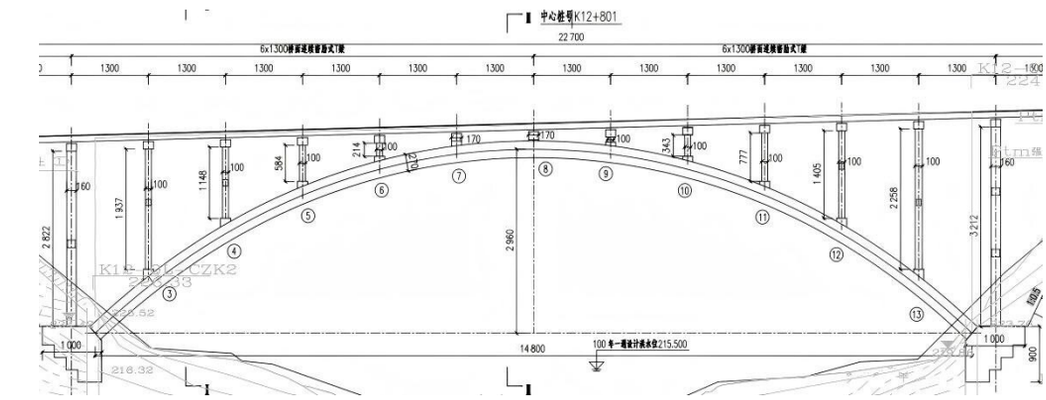
2　施工方案

拱圈采用临时支架现浇施工工艺,支架主体受力构件包括钢管立柱(Ø630 mm×10 mm)、平联与斜撑([20a/[[20a)、横向与纵向承重梁(I40a、I32a)及分配梁(I10)等选用 Q235 钢材,盘扣支架立杆及贝雷梁体系则采用 Q345 钢材,以满足其较高承载力与装配性能要求。支架断面如图 3 所示,边侧支架结构为 C30 钢筋混凝土条形基础+Ø630 mm×10 mm 钢管立柱+[20a/[[20a 平联斜撑+3I40a 承重梁+I32a 纵梁+9 cm×9 cm 方木+1.5 cm 厚的竹胶板;中间支架结构为 C30 钢筋混凝土条形基础+Ø630 mm×10 mm 钢管立柱+[20a/[[20a 平联斜撑+2I40a 承重梁+贝雷梁+I10 分配梁+盘扣支架+横桥向 I10 工字钢+顺桥向外边长 5 cm×5 cm、壁厚 3 mm 的双拼弧形方钢管+9 cm×9 cm 方木+1.5 cm 厚的竹胶板。

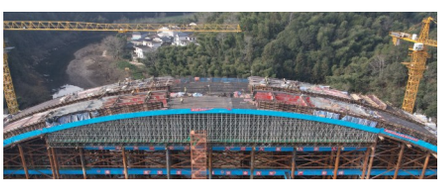
拱圈现浇临时支架采用钢管贝雷(型钢)+盘扣支架组合型式。拱座施工过程中同步进行临时支架搭设,施工顺序为:

1) 搭建支架钢管混凝土条形基础,搭设钢管支架及承重梁;

2) 在边侧支架承重梁上安装纵梁和模板



a　立面图



b　施工过程正面实景图



c　施工过程背面实景图



d　施工过程实景鸟瞰图



e　全景鸟瞰图

图1　率水河大桥立面图及施工实景图

Fig. 1　Shuaishui River Bridge elevation and construction site photographs

体系;

3) 搭设中部支架承重梁分配梁,安装盘扣支架至设计标高,最后安装模板体系。

临时支架搭建后需要检查安全性。依据《公路桥涵施工技术规范(JTG/T 3650—2020)》[7],本工程采用全跨对称依次加载预压的方法,分4次对临时支架上部结构的实际投影面进行预压加载,如图4所示。为满足临时支架预压的安全储备要求,根据大量类似大跨度拱桥工程的成熟经验,本工程依次施加预压值为荷载值的60%、80%、100%、110%,预压顺序为拱脚→拱腰→拱顶。

单个拱圈按施工顺序及段落同时进行两边对称预压加载。为检验支架在极端工况下的变形控制能力与稳定储备,将加载上限提高至110%有助于提前暴露临时支架体系中可能存在的隐患,如节点松动、构件局部失稳或连接刚度不足等,从而确保在实际浇筑至100%设计荷载时具备更高的安全裕度,提高整体施工的可靠性与工程说服力。

临时支架经安全性检查合格后方可进行拱圈浇筑,整个浇筑过程共分为11段,如图5所示。浇筑顺序为从两侧对称向中间施工,先浇筑分段的底、腹板,再浇筑分段的顶板,拱圈浇筑合龙后待混凝土强度达到90%即可完成支架的拆除。具体浇筑顺序为:

1) 拱圈一、十一段的底及腹板;

2) 拱圈二、十段的底及腹板(同时完成拱圈一、十一段的顶板);

3) 拱圈三、九段的底及腹板(同时完成拱圈二、十段的顶板);

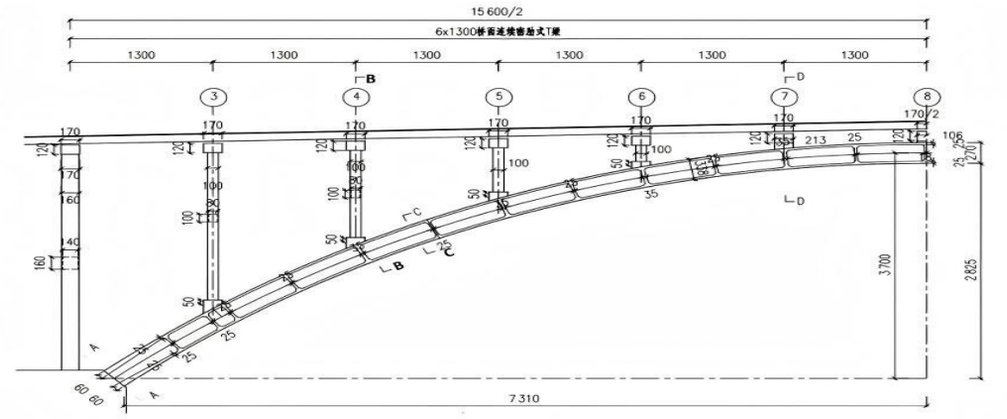
4) 拱圈四、八段的底及腹板(同时完成拱圈三、九段的顶板);

5) 拱圈五、七段的底及腹板(同时完成拱圈四、八段的顶板);

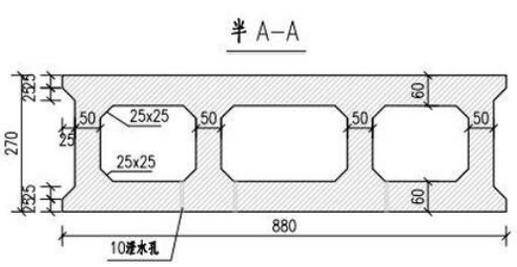
6) 拱圈六段的底及腹板(同时完成拱圈五、七段的顶板);

7) 拱圈六段的顶板;

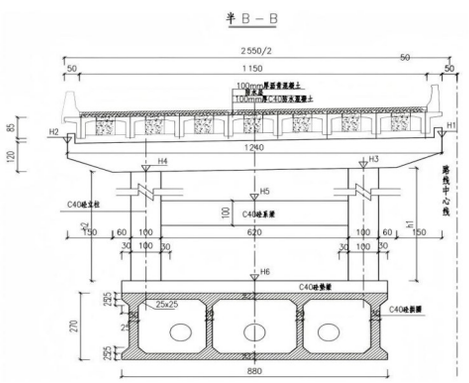
8) 后浇段(第4段和第5段之间以及第7段和第8段之间的间隔槽)底腹板及顶板。



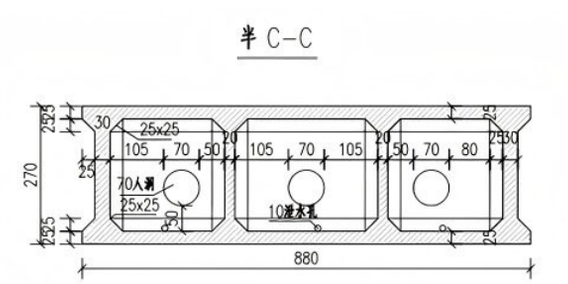
a 上部构造图



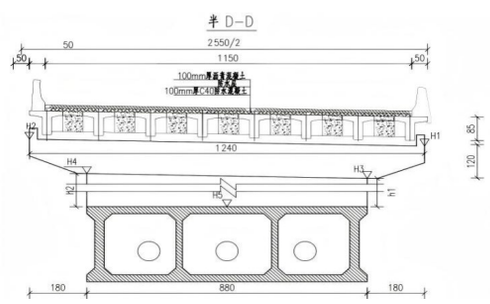
b A-A截面图



c B-B截面图



d C-C截面图



e D-D截面图

图2　拱圈半跨上部构造图及其截面图

Fig. 2　Half-span arch rib superstructure layout and cross-sectional diagram

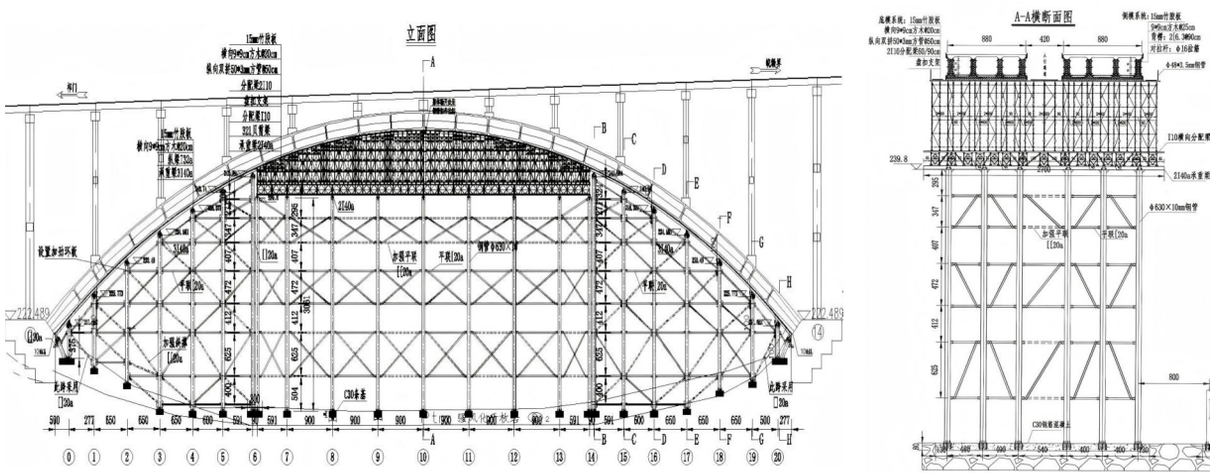
率水河大桥临时支架施工与拱圈浇筑施工工艺流程如图6所示。

3　临时支架变形分析及结构计算

3.1　临时支架变形分析

临时支架由承重体系、稳定体系和连接体系构成。承重体系是整个临时支架结构的主要受力骨架,由钢管桩、承重梁、纵梁、分配梁等主体受力构件组成,主要功能是承受并传递施工过程中产生的混凝土自重、模板自重、施工荷载以及环境荷载,并将这些荷载有效传递至基础结构;稳定体系主要由平联和斜撑等构件组成,用于提高支架的空间刚度,增强结构的抗侧移能力和抗失稳能力;节点连接体系由连接板、U型卡、螺栓及焊缝等连接构件组成,是承重体系与稳定体系的“纽带”,主要功能是实现构件间的可靠连接与力的有效传递,保证临时支架结构受力的整体性和连续性。

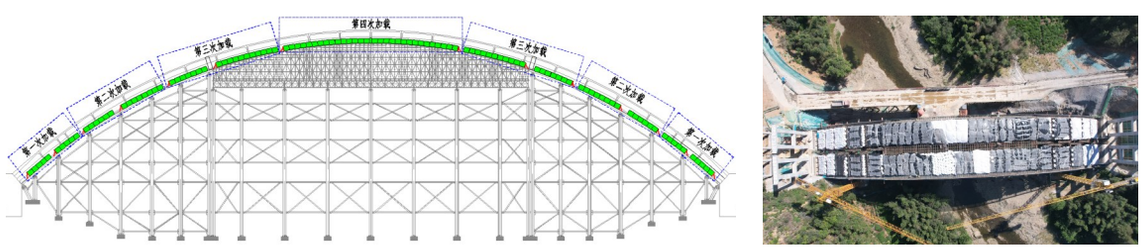
在临时支架体系中,承重体系的刚度和强度直接决定了临时支架的整体承载能力和结构安全,是临时支架设计的核心部分;稳定体系虽然不直接承担主要的竖向荷载,但它通过约束临时



a　纵断面布置图　　b　横断面布置图(A-A剖面)

图3　支架断面布置图

Fig. 3　Support section layout



a　分次堆载模型图　　b　分次堆载航拍俯视图

图4　分次堆载示意图

Fig. 4　Schematic diagram of staged loading

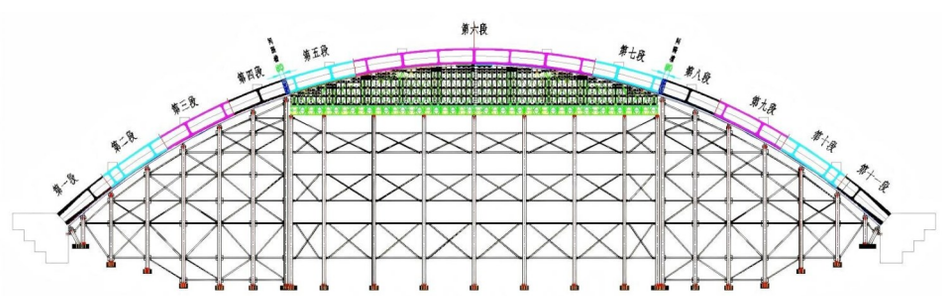


图5　拱圈分段浇筑布置图

Fig. 5　Segmental casting layout of arch

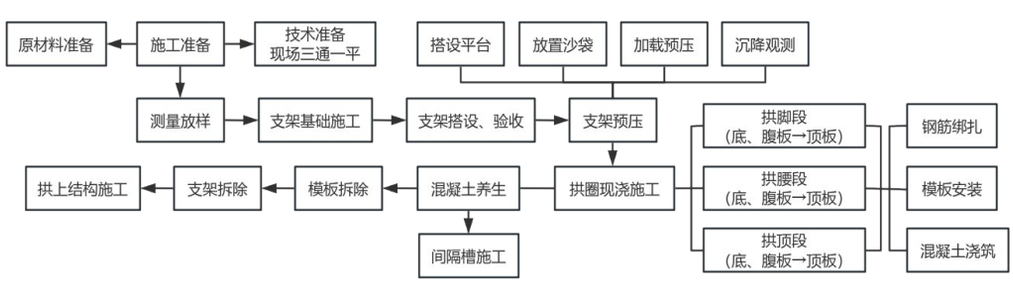


图6　**临时支架施工与拱圈浇筑的**总体施工工艺流程图

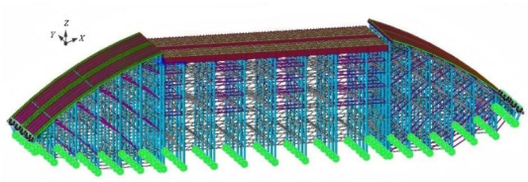
Fig. 6　Overall construction procedure flowchart for temporary support erection and arch ring casting

支架横向与纵向的变形,防止结构在荷载后发生倾覆、滑移或局部屈曲,从而对整个临时支架的受力协调和整体稳定性起着至关重要的作用;连接体系的可靠性直接关系到临时支架整体的安全性与变形控制,是施工质量和安全的重要保障。因此,在对临时支架的安全性与稳定性研究中,首先要分析其整体状况,其次要考虑各方向的变形情况,最后再分析各构件的受力及变形情况,确保其符合相关的国家标准。

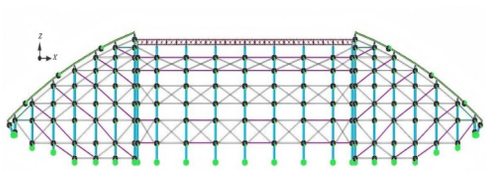
临时支架在垂直于桥梁中心线、横跨桥宽的方向即横桥向为对称结构,除预压阶段外,包括风荷载、流水压力荷载在内的横桥向荷载均呈反对称分布。临时支架横桥向跨径为(4.0+4.0+5.4+4.0+4.0) m,共5跨结构,其中奇数跨在反对称荷载作用下会产生反对称内力和位移,但在对称截面处仅仅会产生水平位移和转角,不会发生竖向线位移,因此在运用有限元软件对临时支架结构进行计算时,在横桥向建立半幅临时支架模型,在对称截面处施加竖向支撑代替对称结构联系。

在运用有限元软件对临时支架横桥向建立半幅模型前,需要确立临时支架约束的边界条件,即确定钢管桩桩底为全约束,型钢承重梁与分配梁之间采用一般弹性连接,桩顶承重梁与贝雷梁、贝雷梁与混凝土梁间采用刚性连接。边界条件确定后,运用Midas Civil有限元分析软件,建立临时支架三维空间有限元模型,如图7所示(图7a采用完整模型,主要是由于在预压阶段采用半幅加载方式,结构整体受力呈明显非对称状态,若仅建立半幅模型将无法反映临时支架体系的整体受力与变形特性;图7b采用半幅模型,这是由于在其余施工阶段,支架结构在横桥向具有明确对称性,且风荷载、流水压力等横向作用呈反对称分布,依据结构力学对称性原理,可在对称面设置约束条件,采用半幅有限元模型等效完整结构)。

根据图7的临时支架有限元模型,运用Midas Civil软件采用极限状态法开展施工阶段仿真计算,模拟拱圈分段浇筑全过程,得出最不利的施工阶段为后浇段,即拱圈浇筑完成,组合风荷载、流水压力荷载阶段。此时,纵桥向(桥长方向即图7中x轴方向)最大变形发生在第2支架,竖向(垂直于桥面即图7中的z轴方向)最大变形和横桥向(桥宽方向即图7中的y轴方向)最大变形均发生在第15支架上。



a　预压阶段



b　施工阶段

图7　临时支架有限元模型

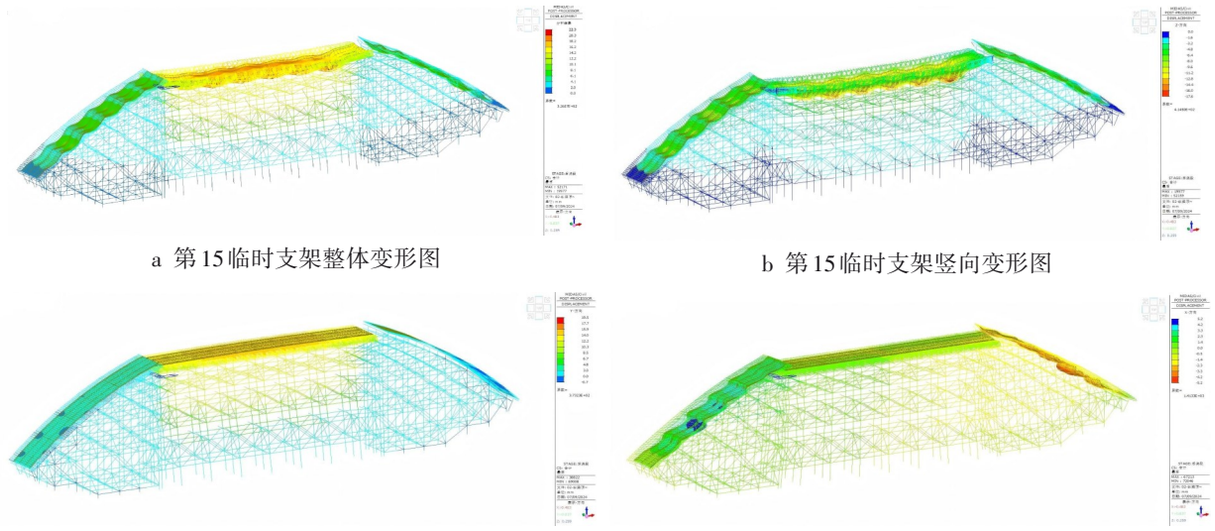
Fig. 7　Finite element model of the temporary support system

在最不利施工阶段,通过运用Midas Civil对临时支架进行有限元仿真模拟并提取结构变形结果,得到最不利施工阶段临时支架各方向的变形情况,如图8所示。由图8可得到临时支架各个方向的最大变形,如表1所示。

由表1可知,临时支架整体最大变形为22.3 mm,竖向最大变形为-17.6 mm,横桥向最大变形为19.5 mm,纵桥向最大变形为5.2 mm。显然,临时支架横桥向的最大变形最大,竖向最大变形次之,纵桥向的最大变形最小。根据《公路桥涵施工技术规范(JTG/T 3650—2020)》[7]第5.2.8条允许变形限值的要求,可以发现临时支架在最不利施工阶段,各方向的最大变形均小于临时支架计算跨径的1/400,满足规范要求。

根据图8a临时支架的整体变形图及图8b临时支架竖向位移分布情况,提取各构件跨中控制节点与其支座控制节点的竖向位移,得到临时支架各构件扣除支座沉降影响的最大竖向变形,结果如表2所示。

由表2可知,临时支架各格构件中,贝雷竖直方向的最大变形最大,桩顶承重梁竖直方向次之,纵桥向承重梁竖直方向最小。依据《公路桥涵施工技术规范(JTG/T 3650—2020)》[7]第5.2.8条,临时支架受载后挠曲的杆件,其弹性挠度为图3a里面相应结构计算跨度的1/400。显然,临时支架各构件的竖向变形均满足要求。



a 第15临时支架整体变形图　b 第15临时支架竖向变形图

c 第15临时支架横桥向变形图　d 第2临时支架纵桥向变形图

图8 最不利施工阶段临时支架变形图

Fig. 8 Deformation diagram of temporary supports in the most critical construction stage

表1 临时支架整体及各方向的最大变形

Table 1 Maximum deformation of temporary support and its various directions

方向	最大变形/mm	最大变形允许值/mm	是否满足
整体	22.3	/	/
竖向	−17.6	$[f]=\frac{18\,910}{400}=47.28$	满足
横桥向	19.5	$[f]=\frac{21\,400}{400}=53.5$	满足
纵桥向	5.2	$[f]=\frac{3\,750}{400}=9.38$	满足

3.2 临时支架强度计算

3.2.1 承重体系强度计算

运用Midas Civil有限元软件,基于已建立的临时支架三维空间模型,按拱圈分段浇筑过程依次施加结构自重、混凝土自重、模板荷载及施工荷载,并在最不利阶段叠加风荷载与流水压力荷载,对临时支架体系进行全过程受力分析,得到承重体系各构件的最大组合应力及最大剪应力,以及临时支架整体的组合应力和剪应力,分别如表3和图9所示。

由表3可知,在临时支架承重体系中,贝雷梁的最大组合应力与最大剪应力均最大,分别为−220.1 MPa(负数表示压应力)、144.6 MPa;承重梁次之,分别为−190.3 MPa、97.9 MPa。由于临时支架承重梁采用的是Q235钢材,其屈服强度设计值f=215 MPa、抗剪强度设计值f_v=125 MPa;贝雷梁体系采用的是Q345钢材,其屈服强度f_{Q345}=305 MPa,抗剪强度设计值f_{vQ345}=175 MPa。显然,临时支架承重体系与贝雷梁体系均符合安全规定。

由图9可知,临时支架整体最大组合应力为−220.1 MPa、最大剪应力为144.6 MPa,由于该最大组合应力与最大剪应力均出现在临时支架中部贝雷梁单元位置,因此临时支架整体符合安全规定。

3.2.2 稳定体系强度计算

运用Midas Civil软件对支架平联、斜撑梁单元进行有限元仿真模拟,得到在最不利的施工阶段,临时支架稳定体系中平联、斜撑结构的最大

表2 临时支架各格式件的最大竖向变形

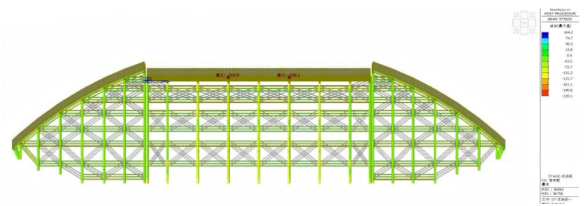
Table 2 Maximum vertical deformation of various components in temporary support

方向	最大变形/mm	最大变形允许值/mm	是否满足
桩顶承重梁	$f=11.4-7.2=4.2$	$[f]=\frac{4\,000}{400}=10$	满足
纵桥向承重梁	$f=5.1-3.1=2.0$	$[f]=\frac{5\,910}{400}=14.8$	满足
贝雷	$f=14.9-9.8=5.1$	$[f]=\frac{9\,000}{400}=22$	满足

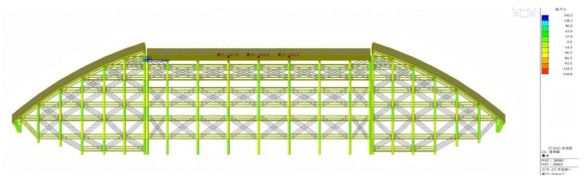
表 3　临时支架受力各构件的最大组合应力及最大剪应力

Table 3　Maximum combined stress and maximum shear stress of various members in temporary support

受力构件	最大组合应力/MPa	最大剪应力/MPa
钢管桩	−124.7	/
承重梁	−190.3	97.9
I32a纵梁	−155.7	31.8
分配梁	−59.9	25.7
贝雷梁	−220.1	144.6



a 十五支架整体组合应力图



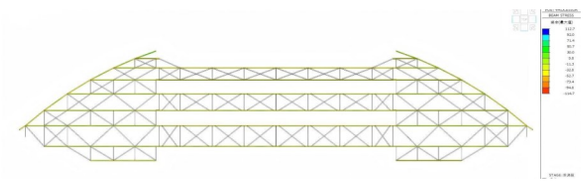
b 十五支架整体剪应力图

图 9　施工阶段临时支架整体最大应力图

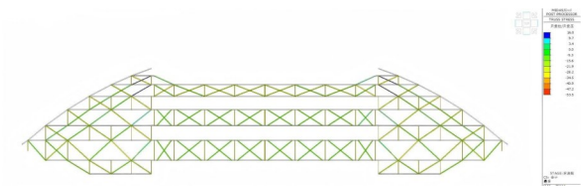
Fig. 9　Maximum stress diagram of temporary supports during construction phase

组合应力和最大剪应力，如图 10 所示。由图 10 可知，平联、斜撑结构的最大组合应力为−114.7 MPa，最大剪应力为 16.6 MPa。显然，这两个最大应力均远远小于 Q235 钢材的强度设计值。

图 11 为临时支架各排斜撑轴力施工阶段时程图，表 4 为各排斜撑最大轴向受力的统计数据。由图 11 可知，各排斜撑在施工阶段的轴力均随工况变化呈现出较为一致的演化规律：在拱圈分段浇筑初期，斜撑轴力随荷载逐步增加而迅速增大；当结构体系逐步形成整体受力后，各排斜撑轴力趋于稳定，未出现突变或失稳特征。由表 4 可知，各排斜撑均以受压为主，其中第 4~7 排斜撑轴力明显高于其余排架位置，表明该区域为临时支架稳定体系的受力控制区；整体来看，斜撑轴力水平处于合理范围内，未出现异常集中或失衡现象。



a 组合应力图



b 剪应力图

图 10　支架平联、斜撑梁单元最大应力图

Fig. 10　Maximum stress diagram of bracket parallel and diagonal brace beam units

3.2.3　节点连接体系强度计算

运用同样的有限元分析方法，可以得到在最不利的施工阶段，临时支架的连接节点处、平联及斜杆等作用于板件的最大拉力为 60.5 kN，且最大拉力施加在 3 块有效面积为 200 mm² 的钢板上（其中有两块钢板为对称分布）。根据《钢结构设计标准（GB 50017—2017）》[8]，节点板应力计算公式为

$$\sigma_{节点板}=\frac{N_{节点板}}{\sum(\eta_j A_j)}=\frac{60.5\times10^3}{200+200\times2}=100.83\ \text{MPa} \tag{1}$$

式中：$\sigma_{节点板}$ 为节点板应力，MPa；$N_{节点板}$ 为作用于板件的拉力，kN；η_j 为第 j 段的折算系数；A_j 为第 j 段破坏面的截面积，mm²。

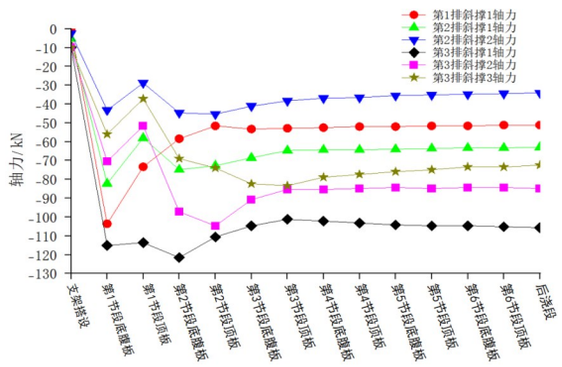
由于节点板钢材 Q235 的屈服强度设计值 f 为 215 MPa，显然节点板强度满足要求。

综上所述，本工程临时支架承重体系、稳定体系以及节点连接体系在最大应力施工阶段均表现出良好的承载能力，各主要受力构件的最大组合应力与最大剪应力均未超过 Q235 及 Q345 钢材的强度设计值，节点连接体系中节点板计算应力也小于 Q235 钢材屈服强度的设计值，未出现连接构件破坏或应力集中失控现象。因此临时支架整体结构未出现强度超限或局部失效现象，整体受力协调合理，能够有效保障拱圈现浇施工过程的结构安全。

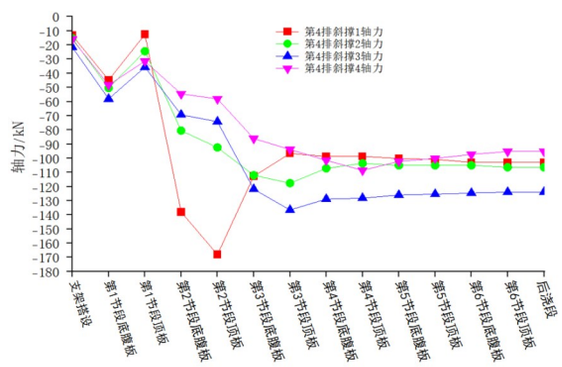
3.3　临时支架稳定性分析

3.3.1　钢管排架稳定性分析

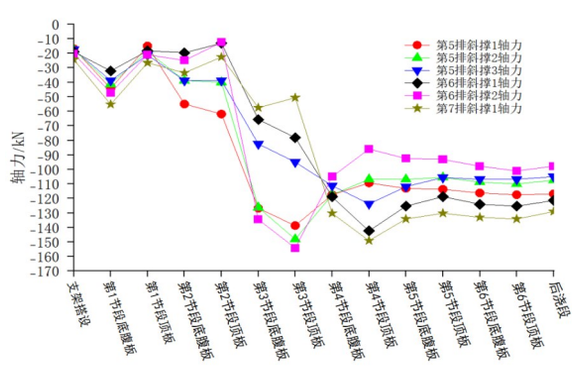
在临时支架体系中，钢管排架在施工过程中主要承受上部结构传递的竖向荷载，同时在风荷载、施工偏载及结构不对称布置等因素作用下不可避免地产生弯矩效应，其受力状态表现为以轴压为主、弯矩为辅的压弯构件体系；另一方面，钢



a　第1~3排



b　第4排



c　第5~7排

图11　各排轴力施工阶段时程图

Fig. 11　Time-history diagram of axial force in each row at different construction stages

管排架高度较大、长细比显著。因此钢管排架整体失稳以弹性屈曲控制为主,其稳定失效形式主要包括2类:一是以轴力为主控制的整体屈曲失稳,这主要通过中间临时支架钢管排架平面内稳定来衡量;二是在轴力与横桥向、纵桥向弯矩共同作用下的双向压弯失稳,这主要通过中间临时支架钢管排架轴力和弯矩组合稳定性衡量。另外,两侧临时支架由于受拱脚约束、基础条件及结构边界效应的影响,其受力状态与中间钢管排

表4　临时支架各排斜撑最大轴向受力统计

Table 4　Maximum axial force statistics of temporary scaffold bracing rows

斜撑位置	编号	最大轴力/kN
第1排	1	−64.4
第2排	1	−85.8
	2	−47.7
第3排	1	−124.1
	2	−108.3
	3	−81.3
第4排	1	−170.2
	2	−120.7
	3	−139.3
	4	−110.0
第5排	1	−142.1
	2	−150.9
	3	−125.8
第6排	1	−154.6
	2	−144.8
第7排	1	−150.4

架存在一定的差异,因此仍需对两侧临时支架钢管排架进行稳定性验算,以保证临时支架体系稳定性分析的完整性。

3.3.1.1　中间临时支架钢管排架内稳定分析

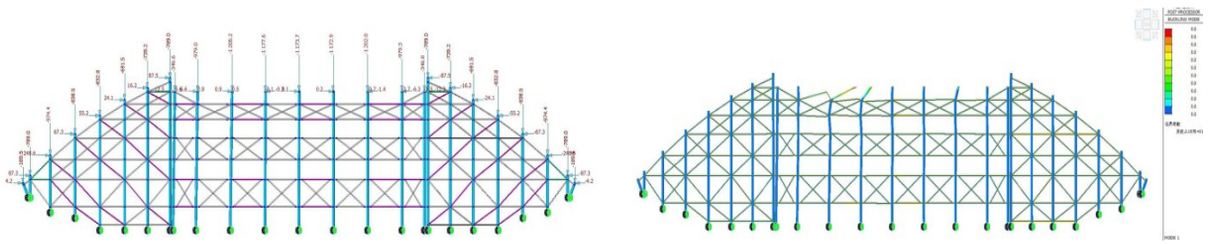
为分析中间临时支架钢管排架平面内稳定,将中间临时支架钢管排架体系等效为具有一定计算长度的压弯受压构件体系,并基于钢管排架的几何参数与约束条件,在最不利施工工况下通过Midas Civil有限元软件对中间临时支架的轴心受压构件进行整体屈曲分析,得到临时支架纵、横桥向钢管排架的屈曲分析加载及一阶模态,分别如图12、13所示。由图12~13可以读取各组排架钢管桩轴力、弯矩的最大值,如表5所示。根据表5各组排架钢管桩轴力、弯矩的最大值,可以确定中间临时支架横桥向钢管排架的弹性临界力及其平面内稳定系数,具体公式如下:

$$N_{\mathrm{cr中间}} = N_{\mathrm{中间}} \times \alpha_{\mathrm{中间}} \tag{2}$$

$$k_{\mathrm{中间}} = \frac{N_{\mathrm{中间}}}{\phi_{\mathrm{中间}} Af} + \frac{\beta_{x\mathrm{中间}} M_{\mathrm{中间}}}{\gamma W\left(1 - 0.8\dfrac{N_{\mathrm{中间}}}{N'_{\mathrm{中间}}}\right) f} \tag{3}$$

其中,

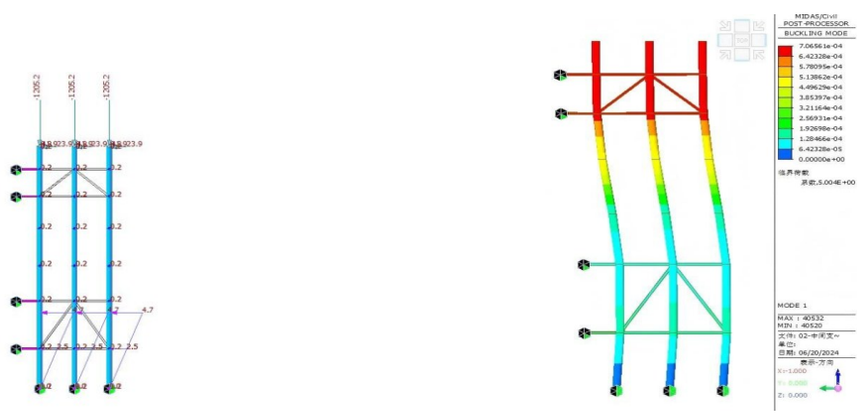
$$N'_{\mathrm{中间}} = \frac{\pi^2 EA}{1.1\lambda^2_{x\mathrm{中间}}}$$



a 屈曲分析模型加载图　　b 支屈曲分析一阶模态图

图 12　临时支架纵桥向钢管排架屈曲分析加载及一阶模态图

Fig. 12　Buckling analysis and first-order mode diagram of the temporary steel pipe falsework



a 屈曲分析模型加载图　　b 支屈曲分析一阶模态图

图 13　临时支架横桥向钢管排架屈曲分析加载及一阶模态图

Fig. 13　Buckling analysis and first-order mode diagram of the temporary steel pipe falsework

表 5　临时支架跨中区域钢管排架的钢管桩参数表

Table 5　Parameter table for steel pipe piles of the mid-span temporary support pipe bent

参数名称	纵桥向	横桥向
弯矩 M/(kN·m)	−56.60	215.20
轴力 N/kN	1 205.20	1 205.20
屈曲系数 α	21.60	5.00
弹性临界力 N_{cr}/kN	26 032.32	6 026.00
构件长度 L/mm	6 250.00	12 910.00
计算长度系数 μ	1.36	1.37

$$\lambda_{x中间}=\frac{\mu_{中间}l_{中间}}{i_{中间}}$$

$$\beta_{x中间}=1-0.36N_{中间}/N_{cr中间}$$

$$W=\frac{I}{D/2}$$

$$I=\frac{\pi}{64}\times(D^4-d^4)$$

式中：$N_{cr中间}$为中间临时支架横桥向钢管排架的弹性临界力，N；$N_{中间}$为中间临时支架横桥向钢管排架的轴力，N；$\alpha_{中间}$为中间临时支架横桥向钢管排架的屈曲系数；$k_{中间}$为中间临时支架横桥向钢管排架的平面内稳定验算系数，用于判定构件横桥向是否满足规范的稳定性要求；$\phi_{中间}$为中间临时支架横桥向钢管轴心受压的整体稳定系数，表示中间临时支架横桥向整体屈曲对构件承载力的折减影响；A为临时支架钢管排架的截面面积，mm^2；f为临时支架钢管排架所用Q235钢材的屈服强度设计值，MPa；$\beta_{x中间}$为中间临时支架横桥向钢管排架绕x轴弯曲的等效弯矩系数；$M_{中间}$为中间临时支架横桥向钢管排架的最大弯矩设计值，kN·m；γ为临时支架钢管排架的截面塑性发展系数；W为临时支架钢管排架的截面模量，mm^3；I为临时支架钢管排架的截面惯性矩，mm^4；D、d分别为临时支架钢管排架的外径与内径，mm；$N'_{中间}$为中间临时支架横桥向钢管排架轴心受压的欧拉力，用于反映构件横桥向在弹性阶段发生整体屈曲的临界承载能力，kN；E为临时支架钢管排架的弹性模量，MPa；$\lambda_{x中间}$为中间临时支架横桥向钢管排架绕x轴屈曲的长细比；$\mu_{中间}$为中间临时支架横桥向钢管排架在最不利工况下的计算长度系数；$l_{中间}$、$i_{中间}$分别为中间临时支架横桥向钢管排架的构件长度与回转半径，mm。

根据公式(2)及表5,得横桥向的中间临时支架钢管排架的弹性临界力$N_{cr中间}$为:

$$N_{cr中间}=N_{中间}\times\alpha_{中间}=1\,205.20\times5.00=6\,026.00\ \text{kN}$$

从而有

$$\beta_{x中间}=1-0.36N_{中间}/N_{cr中间}=1-0.36\times\frac{1\,205.20}{6\,026.00}=0.93$$

由于中间临时支架横桥向钢管排架的计算长度系数为1.37、长度为12 910 mm、回转半径为219.2 mm,故

$$\lambda_{x中间}=\frac{\mu_{中间}l_{中间}}{i_{中间}}=\frac{1.37\times12\,910}{219.2}=80.69$$

本工程所用钢管的外径D=630 mm,壁厚t=10 mm,故临时支架钢管排架截面面积$A=\pi\times(D^2/4-d^2/4)=\pi\times(315^2-305^2)=19\,478\ \text{mm}^2$,又临时支架钢管排架的弹性模量$E=2.06\times10^5$ MPa,故

$$N'_{中间}=\frac{\pi^2EA}{1.1\lambda_{x中间}^2}=\frac{\pi^2\times2.06\times10^5\times10^6\times19\,478\times10^{-6}}{1.1\times80.69^2}=5\,523.81\ \text{kN}$$

截面惯性矩I为:

$$I=\frac{\pi}{64}\times(D^4-d^4)=\frac{\pi}{64}\times(630^4-610^4)=9.36\times10^8\ \text{mm}^4$$

截面模量W为:

$$W=\frac{I}{D/2}=\frac{9.36\times10^8}{630/2}=2.97\times10^6\ \text{mm}^3$$

通过有限元分析,得到最不利施工阶段中间临时支架横桥向钢管排架的最大弯矩设计值$M_{中间}$为215.2 kN·m。又由于临时支架钢管排架所用Q235钢材的屈服强度设计值f为215 MPa,而$\lambda_{x中间}=80.69$,查《钢结构设计标准(GB 50017—2017)》[8]附录D得知$\phi_{中间}=0.681$;本工程所用钢管的径厚比为630/10=63≤90,根据《钢结构设计标准(GB 50017—2017)》[8]的表8.1.1,取$\gamma=1.15$,故

$$k_{中间}=\frac{N_{中间}}{\phi_{中间}Af}+\frac{\beta_{x中间}M_{中间}}{\gamma W\left(1-0.8\dfrac{N_{中间}}{N'_{中间}}\right)f}=\frac{1\,205.2\times10^3}{0.681\times19\,478\times10^{-6}\times215\times10^6}+\frac{0.93\times215.2\times10^3}{1.15\times2.97\times10^6\times10^{-9}\times\left(1-0.8\times\dfrac{1\,205.2}{5\,523.81}\right)\times215\times10^6}=0.42+0.33=0.75$$

$k_{中间}=0.75<1$,表明在最不利施工工况下,中间临时支架横桥向的钢管排架构件尚未达到整体屈曲或压弯失稳控制状态,钢管排架具有明确的稳定安全储备,满足《钢结构设计标准(GB 50017—2017)》[8]中第8.2.1节中公式8.2.1-1的规范要求。

3.3.1.2 中间临时支架钢管排架的双向压弯分析

钢管排架除承受轴向压力与横桥向弯矩外,还存在由结构空间受力与构造偏心产生的纵桥向弯矩,本质上钢管排架属于轴压与双向弯矩耦合作用的空间压弯构件。因此,在完成横桥向平面内压弯稳定验算的基础上,需进一步依据《钢结构设计标准(GB 50017—2017)》[8]第8.2.4条规定,对钢管排架进行双向压弯稳定验算,以全面评价其空间稳定承载能力。

在最不利施工工况下,通过Midas Civil有限元软件提取中间临时支架钢管排架两端的内力,并获得构件端部关于x、y两个主轴方向的弯矩值。双向压弯稳定计算公式如下:

$$N'_{双向}=\frac{\pi^2EA}{\lambda_{x中间}^2}\tag{4}$$

$$M_{双向}=\max\left(\sqrt{M_{xA}^2+M_{yA}^2},\sqrt{M_{xB}^2+M_{yB}^2}\right)\tag{5}$$

$$\beta_x=1-0.35\sqrt{N_{双向}/N_{E双向}}+0.35\sqrt{N_{双向}/N_{E双向}}\,(M_{2x}/M_{1x})\tag{6}$$

$$\beta_y=1-0.35\sqrt{N_{双向}/N_{E双向}}+0.35\sqrt{N_{双向}/N_{E双向}}\,(M_{2y}/M_{1y})\tag{7}$$

$$\beta_{双向}=\beta_x\cdot\beta_y\tag{8}$$

$$k_{双向}=\frac{N_{双向}}{\phi_{中间}Af}+\frac{\beta_{双向}M_{双向}}{\gamma W\left(1-0.8\dfrac{N_{双向}}{N'_{中间}}\right)f}\tag{9}$$

式中:$N'_{双向}$为中间临时支架钢管排架双向压稳的欧拉力,kN;$M_{双向}$为中间临时支架钢管排架双向压弯的弯矩值,kN·m;M_{xA}、M_{yA}分别为中间临时支架钢管排架通过有限元分析得出的构件A端关于x轴、y轴的弯矩,kN·m;M_{xB}、M_{yB}分别为中间临时支架钢管排架通过有限元分析得出的构件B端关于x轴、y轴的弯矩,kN·m;$N_{双向}$为中间临时支架钢管排架两端的轴心压力设计值,kN;β_x、β_y分别为

中间临时支架钢管排架x方向、y方向的双向压弯稳定等效弯矩系数；$\beta_{双向}$为中间临时支架钢管排架综合考虑双向弯曲的等效弯矩系数；M_{1x}、M_{2x}分别为中间临时支架钢管排架绕x轴方向两端弯矩的最大值和最小值，kN·m；M_{1y}、M_{2y}分别为中间临时支架钢管排架绕y轴方向两端弯矩的最大值和最小值，kN·m；$k_{双向}$为中间临时支架钢管排架双向压稳的稳定验算系数。

根据公式(4)，得

$$N'_{双向}=\frac{\pi^2 EA}{\lambda^2_{x中间}}=\frac{\pi^2\times 2.06\times 10^5\times 10^6\times 19\,478\times 10^{-6}}{80.69^2}=6\,076.19\ \text{kN}$$

由有限元分析法得出M_{xA}=−212.6 kN·m、M_{yA}=0.7 kN·m、M_{xB}=−0.7 kN·m、M_{yB}=56.6 kN·m，根据式(5)，有

$$M_{双向}=\max\left(\sqrt{M_{xA}^2+M_{yA}^2},\sqrt{M_{xB}^2+M_{yB}^2}\right)=\max\left(\sqrt{(-212.60)^2+0.70^2},\sqrt{(-0.70)^2+56.60^2}\right)=\max(212.60,56.60)=212.60\ \text{kN·m}$$

通过有限元分析法得出中间临时支架钢管排架两端的轴心压力设计值$N_{双向}$为1 205.2 kN，中间临时支架钢管排架绕x轴旋转的两端弯矩最大值M_{1x}为179 kN·m、最小值M_{2x}为−83.3 kN·m，绕y轴旋转的两端弯矩最大值M_{1y}为9.4 kN·m、最小值M_{2y}为−5.8 kN·m，故根据式(6)~(8)，得

$$\beta_x=1-0.35\sqrt{N_{双向}/N'_{双向}}+0.35\sqrt{N_{双向}/N'_{双向}}\,(M_{2x}/M_{1x})=1-0.35\times\sqrt{1\,205.20/6\,076.19}+0.35\times\sqrt{1\,205.20/6\,076.19}\times(-83.30/179)=0.79$$

$$\beta_y=1-0.35\sqrt{N_{双向}/N'_{双向}}+0.35\sqrt{N_{双向}/N'_{双向}}\,(M_{2y}/M_{1y})=1-0.35\times\sqrt{1\,205.2/6\,076.19}+0.35\times\sqrt{1\,205.2/6\,076.19}\times(-5.8/9.4)=0.75$$

$$\beta_{双向}=\beta_x\times\beta_y=0.79\times 0.75=0.59$$

从而根据公式(9)，有

$$k_{双向}=\frac{N_{双向}}{\phi_{中间}Af}+\frac{\beta_{双向}M_{双向}}{\gamma W\left(1-0.8\dfrac{N_{双向}}{N'_{中间}}\right)f}=\frac{1\,205.2\times 10^3}{0.681\times 19\,478\times 10^{-6}\times 215\times 10^6}+\frac{0.59\times 212.6\times 10^3}{1.15\times 2.97\times 10^6\times 10^{-9}\times\left(1-0.8\times\dfrac{1\,205.2}{5\,523.81}\right)\times 215\times 10^6}=0.42+0.21=0.63$$

$k_{双向}$=0.63<1，表明中间临时支架钢管排架双向压稳的稳定验算系数满足《钢结构设计标准(GB 50017—2017)》[8]中第8.2.2节中公式8.2.2-1的规范要求。

3.3.1.3　两侧临时支架横桥向钢管排架稳定性分析

两侧临时支架受拱脚约束、基础条件及结构边界效应的影响，其受力状态与中间临时支架存在差异，即除承受竖向荷载外，更易在风荷载与流水压力等横向作用下产生附加弯矩效应。为全面评估临时支架体系的整体稳定性能，在完成中间临时支架钢管排架稳定分析的基础上，需要进一步对两侧临时支架钢管排架稳定性进行计算。

基于已建立的临时支架整体有限元模型，在最不利施工阶段，分别提取两侧临时支架纵桥向与横桥向钢管排架控制截面的轴力与弯矩值，如表6所示。

表6　各排钢管排架参数表

Table 6　Parameter table for pipe bents in all rows

参数名称	纵桥向			横桥向	
	B-B	G-G	H-H	D-D	G-G
弯矩M/(kN·m)	56.6	56.6	56.6	215.2	215.2
轴力N/kN	789.0	974.4	789.0	974.4	974.4
屈曲系数α	57.54	57.54	57.54	11.95	36.22
弹性临界力N_{cr}/kN	45 399.06	56 066.98	45 399.06	11 644.08	35 292.77
构件长度L/mm	6 250	6 250	3 750	6 250	6 250
计算长度系数μ	1.03	0.93	2.97	2.04	1.17

由表6可知,临时支架横桥向的D-D排钢管排架的计算长度系数μ和构件长度L相对较大,同时弹性临界力N_{cr}最小,其稳定承载能力最为不利,因此选取横桥向的D-D排钢管排架进行计算。两侧临时支架横桥向钢管排架稳定性计算公式如下:

$$N_{cr两侧}=N_{两侧}\times\alpha_{两侧} \tag{10}$$

$$k_{两侧}=\frac{N_{两侧}}{\phi_{两侧}Af}+\frac{\beta_{x两侧}M_{两侧}}{\gamma W\left(1-0.8\dfrac{N_{两侧}}{N'_{两侧}}\right)f} \tag{11}$$

其中,

$$N'_{两侧}=\frac{\pi^2EA}{1.1\lambda^2_{x两侧}}$$

$$\lambda_{x两侧}=\frac{\mu_{两侧}l_{两侧}}{i_{两侧}}$$

$$\beta_{x两侧}=1-0.36N_{两侧}/N_{cr两侧}$$

式中:$N_{cr两侧}$为两侧临时支架横桥向钢管排架的弹性临界力,kN;$N_{两侧}$为两侧临时支架横桥向钢管排架所受的轴力,kN;$\alpha_{两侧}$为两侧临时支架横桥向钢管排架的屈曲系数;$k_{两侧}$为两侧临时支架横桥向钢管排架的稳定验算系数;$\phi_{两侧}$为两侧临时支架横桥向钢管排架的整体稳定系数;$\beta_{x两侧}$为两侧临时支架横桥向钢管排架绕x轴弯曲的等效弯矩系数;$M_{两侧}$为两侧临时支架横桥向钢管排架在最不利施工阶段下的最大弯矩设计值,kN·m;$N'_{两侧}$为两侧临时支架横桥向钢管排架的欧拉力,kN;$\lambda_{x两侧}$为两侧临时支架横桥向钢管排架绕x轴屈曲的长细比;$\mu_{两侧}$为两侧临时支架横桥向钢管排架最不利情况下的长度系数;$l_{两侧}$、$i_{两侧}$分别为两侧临时支架横桥向钢管排架的长度与回转半径,mm。

根据公式(10)及表6,得两侧临时支架横桥向钢管排架的弹性临界力$N_{cr两侧}$为:

$$N_{cr两侧}=N_{两侧}\times\alpha_{两侧}=974.4\times11.95=11\,644.08\ \text{kN}$$

从而有

$$\beta_{x两侧}=1-0.36N_{两侧}/N_{cr两侧}=1-0.36\times\frac{974.4}{11\,644.08}=0.97$$

由于两侧临时支架横桥向D-D排钢管排架的计算长度系数为2.04、长度为6 250 mm、回转半径为219.2 mm,故

$$\lambda_{x两侧}=\frac{\mu_{两侧}l_{两侧}}{i_{两侧}}=\frac{2.04\times6\,250}{219.2}=58.17$$

$$N'_{两侧}=\frac{\pi^2EA}{1.1\lambda^2_{x两侧}}=\frac{\pi^2\times2.06\times10^5\times10^6\times19\,478\times10^{-6}}{1.1\times58.17^2}=10\,628.70\ \text{kN}$$

通过有限元分析,得到最不利施工阶段两侧临时支架横桥向钢管排架的最大弯矩设计值$M_{两侧}$为215.2 kN·m。又由于临时支架钢管排架所用Q235钢材的屈服强度设计值f为215 MPa,而$\lambda_{x两侧}=58.17$,查《钢结构设计标准(GB 50017—2017)》[8]附录D得知$\phi_{两侧}=0.768$;本工程所用钢管的$\gamma=1.15$,故

$$k_{两侧}=\frac{N_{两侧}}{\phi_{两侧}Af}+\frac{\beta_{x两侧}M_{两侧}}{\gamma W\left(1-0.8\dfrac{N_{两侧}}{N'_{两侧}}\right)f}=\frac{974.4\times10^3}{0.768\times19\,478\times10^{-6}\times215\times10^6}+\frac{0.97\times215.2\times10^3}{1.15\times2.97\times10^6\times10^{-9}\times\left(1-0.8\times\dfrac{974.4}{10\,628.70}\right)\times215\times10^6}=0.30+0.31=0.61$$

由于$k_{两侧}=0.61\leqslant1$,表明在最不利施工工况下,两侧临时支架横桥向钢管排架稳定性满足规范《钢结构设计标准(GB 50017—2017)》[8]第8.2.1节中公式8.2.1-1的要求。

综上所述,通过对中间临时支架钢管排架平面内稳定及双向压弯稳定计算结果与《钢结构设计标准(GB 50017—2017)》[8]中的规范进行对比,可以明显看出中间临时支架钢管排架不存在整体失稳风险,且具有充足的稳定安全储备;同时,两侧支架横桥向钢管排架稳定验算系数小于1.0,说明两侧临时支架横桥向钢管排架稳定承载能力满足《钢结构设计标准(GB 50017—2017)》[8]的要求,说明临时支架钢管排架的稳定性满足要求。

3.3.2　平联、斜撑受压构件稳定性分析

为分析平联受压构件的稳定性,在最不利施工阶段,基于临时支架的整体有限元模型,在临时支架上选取5个具有代表性的平联受压构件作为对比对象(前3个位于跨中区域,受力特点及约束条件基本一致,统一归为中间支架;后2个位于结构两侧,受拱脚及边界条件影响明显,归为两侧支架)进行稳定性分析,结果如表7所示。同

样,在最不利施工阶段,基于临时支架的整体有限元模型,对斜撑受压构件进行稳定性分析,结果如表8所示。

临时支架平联及斜撑受压构件在最不利施工阶段的稳定性计算公式为:

$$\lambda_{x\text{平联斜撑}}=\frac{\mu_{\text{平联斜撑}}\cdot l_{\text{平联斜撑}}}{i_{\text{平联斜撑}}} \tag{12}$$

$$k_{\text{平联斜撑}}=\frac{N_{\text{平联斜撑}}}{\phi_{\text{平联斜撑}}\cdot A_{\text{平联斜撑}}\cdot f} \tag{13}$$

式中:$\lambda_{x\text{平联斜撑}}$为平联及斜撑受压构件绕x轴屈曲的长细比;$\mu_{\text{平联斜撑}}$为平联及斜撑受压构件最不利情况下的长度系数;$l_{\text{平联斜撑}}$为依据设计图得出的平联斜撑受压构件的长度,mm;$i_{\text{平联斜撑}}$为平联斜撑受压构件的回转半径,mm;$k_{\text{平联斜撑}}$为平联及斜撑受压构件的稳定验算系数;$N_{\text{平联斜撑}}$为有限元分析得出的平联及斜撑受压构件所受的轴力,kN;$\phi_{\text{平联斜撑}}$为平联及斜撑受压构件的整体稳定系数;$A_{\text{平联斜撑}}$为平联及斜撑受压构件的截面面积,mm^2。

表7　平联稳定性计算表

Table 7　Stability calculation table of lateral bracing

位置		轴力/kN	长度/mm	回转半径/mm	μ	λ	ϕ	$k_{\text{平联}}$
中间支架	纵桥向	−78.6	9 000	46.54	1.0	193	0.198	0.32
	横桥向1	−103.6	4 000	21.10	1.0	190	0.204	0.41
	横桥向2	−103.6	5 400	46.54	1.0	116	0.458	0.18
两侧支架	横桥向1	−44.6	4 000	21.10	1.0	190	0.204	0.18
	横桥向2	−44.6	5 400	46.54	1.0	116	0.458	0.08

表8　斜撑稳定性计算表

Table 8　Stability calculation table of diagonal bracing

位置		轴力/kN	长度/mm	回转半径/mm	μ	λ	ϕ	$k_{\text{斜撑}}$
第1排	1	−64.5	7 340	59.40	1.0	123	0.421	0.12
第2排	1	−85.8	8 070	46.54	1.0	173	0.241	0.29
	2	−47.7	6 660	46.54	1.0	143	0.333	0.12
第3排	1	−124.1	6 670	46.54	1.0	143	0.333	0.30
	2	−108.3	8 070	46.54	1.0	173	0.241	0.36
	3	−81.3	6 660	46.54	1.0	143	0.333	0.20
第4排	1	−170.2	6 990	46.54	1.0	150	0.308	0.45
	2	−120.7	6 670	46.54	1.0	143	0.333	0.29
	3	−139.3	7 720	46.54	1.0	166	0.259	0.43
	4	−110.0	6 140	46.54	1.0	132	0.378	0.23
第5排	1	−142.1	6 580	46.54	1.0	141	0.344	0.33
	2	−150.9	6 610	46.54	1.0	142	0.337	0.36
	3	−125.8	6 280	46.54	1.0	135	0.365	0.28
第6排	1	−154.6	5 920	46.54	1.0	127	0.401	0.31
	2	−144.8	6 190	46.54	1.0	133	0.374	0.31
第7排	1	−150.4	5 480	46.54	1.0	118	0.447	0.27

由表7可知,平联稳定验算系数$k_{\text{平联}}$的最大值为0.41,对应的最大轴力为−103.6 kN,出现在中间支架的横桥向1处;由表8可知,斜撑的稳定验算系数$k_{\text{斜撑}}$的最大值为0.45,对应的最大轴力为−170.2 kN,出现在斜撑的第4排编号1处。显然,平联斜撑的稳定验算系数最大值$k_{\text{平联斜撑}}$=0.45<1,满足规范《钢结构设计标准(GB 50017—2017)》[8]第7.2.1节的要求。

3.3.3 连接板稳定性分析

连接板受压平联端面中心点距离立柱净距离 c 为 100 mm,连接板厚 t 为 10 mm,比值 c/t = 10 ≤ $15\varepsilon_k$ = 15(ε_k 为钢号修正系数,取值为 1)。根据《钢结构设计标准(GB 50017—2017)》[8]第 12.2.3 节要求,当比值小于等于 $15\varepsilon_k$ 时可不计算节点板局部稳定影响,因此连接板稳定性符合规范要求。

4 结论

本文依托率水河大桥建设工程,通过建立三维有限元模型,结合施工工况,对临时支架结构的强度、刚度和稳定性进行分析与验算,得出以下结论:

1)混凝土浇筑采用分段对称、分层入模的施工方法,并在拱圈施工中设置间隔槽和合龙工序,有效控制了不同临时支架结构间的变形差,使临时支架整体最大变形值为 22.3 mm,提高了整体施工质量。

2)采用全跨对称分级加载预压技术,通过逐级施加 60%、80%、100%、110% 的设计荷载,提前消除非弹性变形,有效避免局部失稳。

3)在临时支架施工过程中,基于施工阶段有限元软件对支架沉降、竖向位移及局部变形的演化规律进行了综合评估。结果表明,临时支架体系在各施工阶段的受力与变形随荷载增加呈连续、稳定的发展趋势,并且临时支架整体变形平稳,未出现突变或异常放大现象,说明临时支架结构体系受力明确、工作状态良好。

4)通过有限元分析发现,在拱圈混凝土浇筑完成后,在风荷载与流水压力荷载叠加的不利工况下,临时支架的最大组合应力出现在贝雷梁部位。

5)施工全过程中,临时支架最大竖向变形 17.6 mm、横桥向最大变形为 19.5 mm、纵桥向最大变形为 5.2 mm 均小于允许变形限值,表明支架在荷载作用下整体刚度充足,能有效控制施工阶段的结构变形,保障了施工线形与结构稳定性。

6)通过对临时支架钢管排架的纵、横桥向稳定性计算,发现平联、斜撑和连接板的稳定性均满足相关规范要求,未出现稳定性不足的构件或薄弱环节。

综上所述,本工程所采用的临时支架体系在强度、刚度和稳定性方面均能满足施工安全要求,其有限元分析与稳定性计算相结合的方法,为类似工程提供系统、可靠的安全性评价技术,也为后续大跨径上承式拱桥临时支架的结构优化设计提供了理论依据和工程实践参考。

参考文献:

[1] 许红胜, 郭芬, 危超, 等. 箱梁分层浇筑中支架与已浇筑结构耦合受力研究[J]. 建筑科学与工程学报, 2025, 42(5): 66-73.
[2] 谢银龙, 金顺清, 刘冲. 桥梁钢结构组合式临时支架设计与承载力验算[J]. 建筑科技, 2024, 8(11): 25-31.
[3] 魏华, 叶志权, 黄国雄, 等. 现浇多跨箱梁用装配式模板支架设计研究[J]. 公路, 2024, 69(5): 226-232.
[4] 唐琦, 危志豪, 南维州, 等. 东欧地区高速公路组合钢管支架预压关键技术[J]. 公路, 2024, 69(2): 91-95.
[5] 刘生滨. 某钢箱梁安装工程中机具选型及临时支架有限元分析[J]. 山西建筑, 2025, 51(6): 82-85.
[6] 宣菲, 吴斌, 陈亮, 等. 大跨径独塔斜拉桥钢箱梁安装临时支架优化理论与设计[J]. 建筑技术开发, 2025, 52(6): 115-117.
[7] 中华人民共和国交通运输部. 公路桥涵施工技术规范: JTG/T 3650—2020[S]. 北京: 人民交通出版社, 2020.
[8] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 钢结构设计标准: GB 50017—2017[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2017.

(责任编辑:李华云)