



## 智能顶升模架系统施工安全模拟分析

李 建

(中建科技集团华东有限公司,上海 200126)

**摘要:**为探究智能顶升模架系统在超高层建筑施工过程中的安全性和设计合理性,以某超高层项目为例,基于其结构设计及工作原理,采用有限元软件对该顶升模架系统建立数值模型,并分别模拟计算其处于工作状态、顶升状态及台风状态情况下的各构件应力比值及位移变形情况。结果表明:该智能顶升模架系统的各构件应力比值及位移变形均在规范允许范围内,整体施工过程中该顶升模架系统处于安全可控的状态。本文成果可为同类顶升模架系统的设计提供一定的借鉴与参考。

**关键词:**顶升模架;超高层建筑;结构设计;安全模拟;有限元分析

**中图分类号:**TU974

**文献标志码:**A

**文章编号:**1673-8993(2025)07-0049-08

**doi:**10.13402/j.gcjs.2025.07.088

## Construction safety simulation analysis of intelligent jacking formwork system

LI Jian

(China Construction Science and Technology Group East China Co., Ltd., Shanghai 200126, China)

**Abstract:** In order to explore the safety and design rationality of the intelligent jacking formwork system in the construction process of super high-rise buildings, taking a super high-rise project as an example, based on its structural design and working principle, a finite element software is used to establish a numerical model of the jacking formwork system, and simulate and calculate the stress ratio and displacement deformation of each component in the working state, the jacking state and the typhoon state. The results show that the stress ratio and displacement deformation of each component of the intelligent jacking formwork system are within the allowable range of the specification, and the jacking formwork system is in a safe and controllable state during the overall construction process. The results can provide some reference for the design of similar jacking formwork systems.

**Key words:** jacking formwork; super high-rise buildings; structural design; safety simulation; finite element analysis

在2013—2018年期间,我国建成高度超过250 m的超高层建筑已超160栋<sup>[1]</sup>。随着超高层建筑的快速发展,施工模架与平台已成为推动超高层建筑施工技术进步的重要支承。为了解决超高层塔楼核心筒施工节奏滞后于外框钢结构的问题,在广州西塔施工中提出少支点低位顶模用于核心筒施工<sup>[2]</sup>。季万年等<sup>[3]</sup>以广州珠江新城西塔为例,

设计并运用了低位三支撑点长行程顶升模架系统,并通过与传统模架体系施工技术的对比,证明了顶升模架系统具有施工速度快等优势。王善库等<sup>[4]</sup>针对液压模架的设计合理性,提出了液压模架体系的主要构件的设计安全系数范围(0.7~1.0)及其计算方法,为后续类似液压滑模的计算提供了参考依据。白雪等<sup>[5]</sup>以广东云商大厦项目

**收稿日期:**2024-05-29

**作者简介:**李 建(1991—),男,工程师,从事超高层、装配式建筑方面的研究工作。

为例,通过建立施工平台有限元模型并对不同工况下的顶升模板体系进行模态分析,提出了顶升模板体系及施工平台优化设计的原则。曾凡奎等<sup>[6]</sup>以某超高层项目为背景,设计了一套五支撑点液压顶升模架,并将顶模应力的实测值与模拟结果进行对比,给出了误差大致在 10% 以内的评价参考值,验证了有限元模拟的精确性。本文以苏州某超高层项目为例,采用有限元软件对智能顶升模架系统在空中施工过程中的工作状态、顶升状态及台风状态分别进行数值模拟分析,获取各构件的应力比值及位移变形情况,验证设计方案的合理性及安全性,以期在顶升模架系统在超高层建筑中的应用提供借鉴与参考。

## 1 工程概况

苏州某超高层建筑的塔楼建筑高度约为 499.15 m,地上 103 层,地下 6 层。塔楼核心筒为劲性混凝土结构,平面呈八角形几何形状,由 9 个筒体组成。总体施工按照“核心筒先行、外框紧跟,钢结构先行、土建紧跟”的思路进行,因此核心筒剪力墙的施工进度成为项目的关键线路。在核心筒施工完成后,依次进行外框钢结构安装(包括钢柱、钢梁安装及楼承板安装)以及外框混凝土结构和核心筒内水平结构的施工。

核心筒施工采用低位智能顶升模架系统(简称顶模系统),如图 1 所示。该系统由顶升油缸系统、支撑系统、钢平台系统、挂架及围护系统、铝合金模板系统 5 大系统组成<sup>[7]</sup>,为核心筒竖向混凝土结构施工提供一个封闭、安全的作业空间,实现完全自爬升,从而提高施工效率。其工作原理是利用核心筒预留的洞口作为下部支撑钢梁的支点,通过顶升油缸系统(千斤顶)将支撑立柱连同上部的钢平台、模板及挂架等系统同步提升,提升高度一般为楼层高度。当上部支撑钢梁升至上一层预留洞口位置并固定后,再将下部钢梁提升至原上部钢梁固定位置,从而实现整体提升效果。

该系统的钢平台设计高度为 2.2 m,平面尺寸为 36.75 m × 36.75 m,最大悬挑长度为 19.7 m,面积为 1 280 m<sup>2</sup>。钢平台由一级桁架、二级桁架、三级桁架及挂架梁组成,具体如图 2 所示。各级桁架

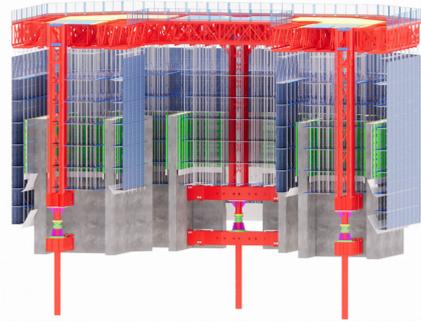


图 1 智能顶升模架系统三维

采用 H 型钢组合焊接而成,各构件截面类型及尺寸如表 1 所示。支撑系统由支撑柱和支撑箱梁组成,其中支撑柱采用型钢柱肢组合而成的格构柱,材质为 Q355B,支撑箱梁的材质为 Q345GJ。

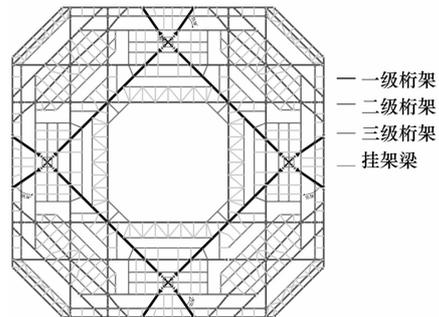


图 2 钢平台桁架平面布置

## 2 计算模型

顶模系统整体模型采用有限元软件 SAP2000 进行建模、计算和分析,整个模型分为钢平台、支撑柱、支撑钢梁以及顶升油缸系统 4 个部分。钢平台由一级桁架、二级桁架、三级桁架、水平支撑和平台上铺设的花纹钢板等构件组成,具体如图 3 所示。在正常施工状态下,支撑柱高度为 14.65 m(指工作状态从钢平台下弦中线到上支撑钢梁中线的距离);在顶升状态下,支撑柱高度为 23.45 m(指顶升状态下从钢平台下弦中线到下支撑钢梁中线的距离)。

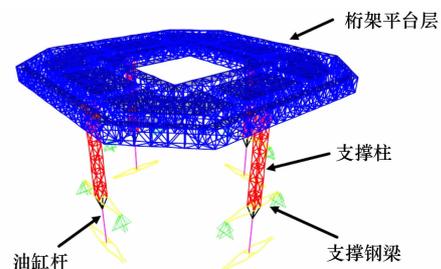


图 3 顶模系统计算模型

表1 钢平台主要构件截面尺寸

| 构件名称 | 构件部位     | 截面尺寸/mm             | 材质    |
|------|----------|---------------------|-------|
| 一级桁架 | 上、下弦杆    | HM340 × 250 × 9/14  | Q355B |
|      | 竖向腹杆     | □120 × 6            | Q355B |
|      | 支座局部腹杆   | HW250 × 250 × 9/14  | Q355B |
| 二级桁架 | 上、下弦杆    | HN200 × 100 × 5.5/8 | Q355B |
|      |          | HM194 × 150 × 6/9   |       |
|      |          | HM244 × 175 × 7/11  |       |
|      | 竖向腹杆     | □100 × 4            | Q355B |
| 斜向腹杆 | □100 × 4 | Q355B               |       |
| 三级桁架 | 上、下弦杆    | HN200 × 100 × 5.5/8 | Q355B |
|      |          | HM244 × 175 × 7/11  |       |
|      |          | HM194 × 150 × 6/9   |       |
|      | 竖向腹杆     | □100 × 4、□120 × 6   | Q355B |
| 斜向腹杆 | □100 × 4 | Q355B               |       |
| 挂架梁  | 钢梁       | 12a 双拼槽钢            | Q355B |

### 3 荷载取值

结合工程的施工特点,顶模系统的荷载主要包括恒荷载、活荷载、风荷载及位移荷载。这些荷载通过钢平台传递至支撑柱,再由支撑柱传递至支撑钢梁,最终由核心筒剪力墙体承担。

#### 3.1 恒荷载

恒载主要包括构件自重(由软件自动计算)、墙体模板恒荷载(作用于墙体两侧桁架下弦,每侧4.5 kN/m)、挂架恒荷载(作用于墙体两侧桁架下弦,每侧8.5 kN/m)、平台钢板自重(0.6 kN/m<sup>2</sup>)以及平台栏杆线荷载(外部0.3 kN/m、内部0.2 kN/m)。

#### 3.2 活荷载

工作状态和顶升状态下的活荷载均包括两个部分:挂架上的活荷载和钢平台上的活荷载。内、外墙挂架活荷载取值为5 kN/m<sup>2</sup>,挂架按1.5 m宽沿墙体一周设置,每榀桁架挂架活荷载取7.5 kN/m,作用位置与挂架恒荷载相同。当顶模处于顶升状态时,为安全起见,挂架上不允许有施工人员停留,因此在顶升状态下,挂架上的活荷载取0。平台钢板上的活荷载按使用功能分区域布置:钢筋堆载区取20 kN/m<sup>2</sup>,箍筋堆载区及辅助场地取3 kN/m<sup>2</sup>,库房、液压站、消防水箱、配电室、泵站等取10 kN/m<sup>2</sup>,工人避险区取2.5 kN/m<sup>2</sup>,施工电梯周边考虑人员密集取3.5 kN/m<sup>2</sup>,其他区域

取施工荷载2 kN/m<sup>2</sup>。布料机按集中荷载布置,在工作状态下压力最大点取200 kN;施工电梯附着荷载按集中荷载布置(水平力作用于上下弦,每个点沿桁架轴向水平力为25 kN,沿桁架面外水平力为50 kN,共4个点,水平力考虑正负两个方向)。在顶升状态下,对平台活荷载予以折减。

#### 3.3 风荷载

风荷载结合周边气象情况主要考虑3种风级,即八级风、十级风和十四级风,在计算时需充分考虑风荷载的方向性。风荷载应考虑的情况:1)顶升状态:桁架平台层风速不应高于八级(风速为21 m/s,相当于风压值0.28 kN/m<sup>2</sup>)。此时,顶模系统仅由下支撑梁支撑,并且不考虑施工活荷载;2)工作状态:桁架平台层风速不应高于十级(风速为29 m/s,相当于风压值0.53 kN/m<sup>2</sup>)。此时,顶模系统由上层支撑梁支撑,并考虑施加全部活荷载;3)十四级台风工况:当周边遭遇十四级台风时(风速为47 m/s,相当于风压值1.38 kN/m<sup>2</sup>),顶模系统停止施工。此时,顶模系统由上层支撑梁支撑,并且不考虑施工活荷载。

#### 3.4 不同步顶升位移

钢平台顶升过程中需考虑不同步位移工况,最大不同步位移为60 mm。由于采用4点顶升,可能出现的不同步现象包括单点60 mm不同步,同侧两点60 mm不同步、对角两点60 mm不同步

和三点 60 mm 不同步等, 共计 14 种不同步工况。

## 4 荷载工况

### 4.1 边界条件

根据边界约束条件的不同, 顶模系统计算模型可针对 3 种荷载工况进行分析, 具体边界约束条件设置如图 4 所示。

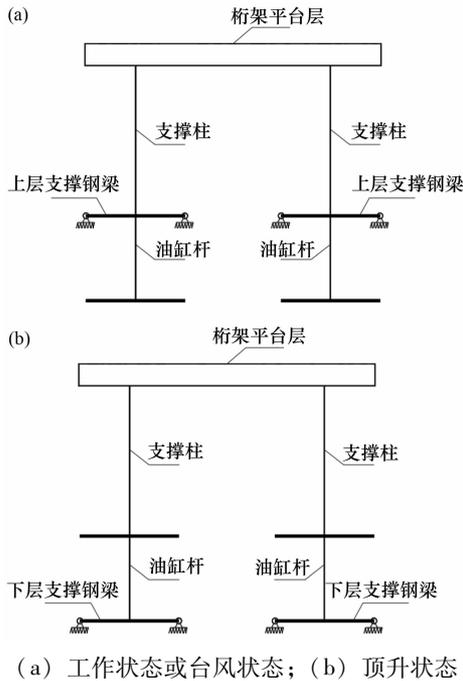


图 4 计算模型边界条件

(1) 工作状态时, 将上层支撑梁的两端均设为不动铰, 考虑恒载、活载及风荷载组合。

(2) 顶升状态时, 仅下层支撑梁提供约束, 将其两端设为不动铰。此时最不利工况为千斤顶活塞杆伸出最长的时刻, 需考虑恒载、部分活载、风荷载以及不同步顶升位移的组合。

(3) 台风状态时, 将上层支撑梁的两端均设为不动铰, 考虑恒载、部分活载及风荷载的组合。

### 4.2 工况组合

根据顶模系统荷载条件的不同, 对相应荷载项进行增减或替换, 共选取 8 种表荷载组合形式进行模拟计算分析, 具体荷载组合形式如表 2 所示。

## 5 计算结果分析

### 5.1 工作状态

#### 5.1.1 结构应力验算

钢平台在工作状态下的各构件应力比折线图

表 2 荷载组合

| 编号 | 荷载组合                                 |
|----|--------------------------------------|
| 1  | 1.3 恒载 + 1.5 活载                      |
| 2  | 1.3 恒载 + 1.5 活载 + 0.9 风荷载            |
| 3  | 1.3 恒载 + 1.05 活载 + 1.5 风荷载           |
| 4  | 1.0 恒载 + 1.5 风荷载                     |
| 5  | 1.3 恒载 + 1.5 活载 + 0.9 风荷载 + 1.05 位移  |
| 6  | 1.3 恒载 + 1.05 活载 + 1.5 风荷载 + 1.05 位移 |
| 7  | 1.3 恒载 + 1.05 活载 + 0.9 风荷载 + 1.5 位移  |
| 8  | 1.3 恒载 + 1.5 风荷载                     |

如图 5 所示。由图 5 可知: 在正常施工作业状态下, 顶升钢平台的大部分上下弦杆及腹杆的应力比小于 0.7。然而, 由于钢平台上局部堆载较大区域产生的局部弯矩效应, 部分区域的上弦杆最大正截面应力比达到 0.74。由此可见, 该平台整体设计满足规范要求, 且具备一定的安全储备。

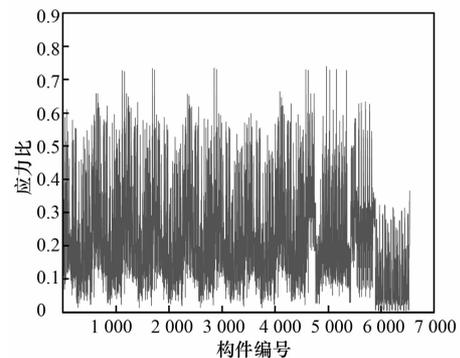
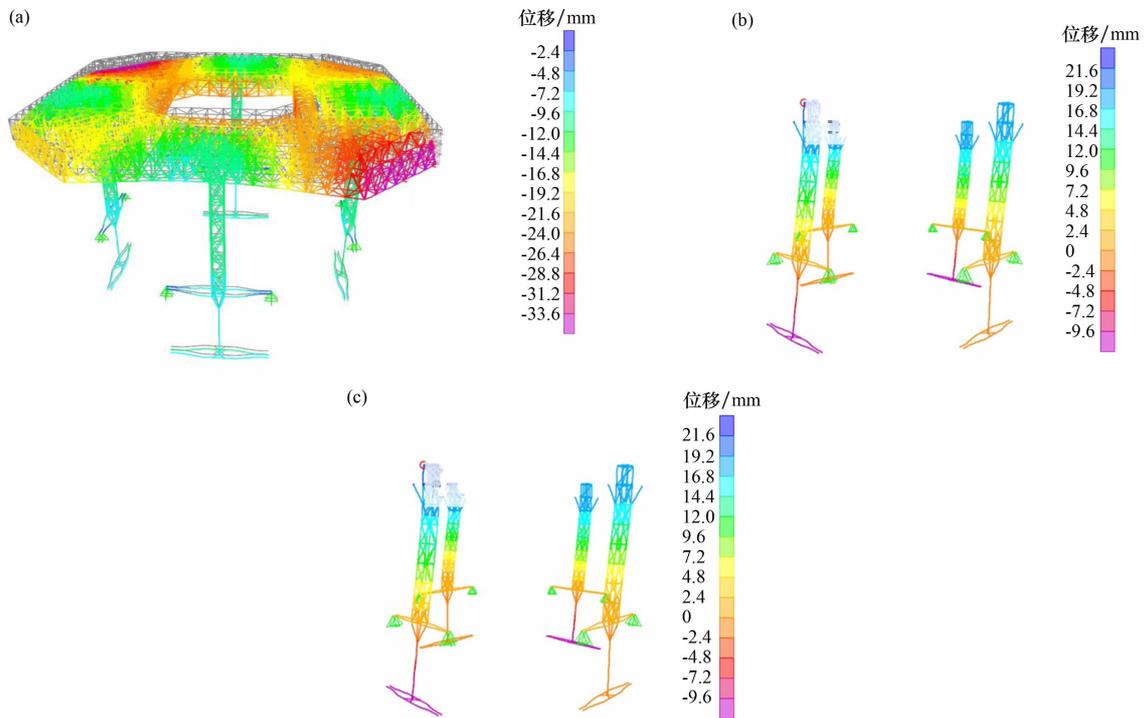


图 5 工作状态下钢平台杆件应力比折线统计

#### 5.1.2 结构变形验算

顶模系统在工作状态下的结构变形情况如图 6 所示。由图 6 可知: 结构最大竖向位移为 53.5 mm。其中, 一级桁架跨中的最大位移为 33.9 mm, 支承点位移为 14.5 mm, 一级桁架跨中的最大位移为 33.9 mm, 实际挠度为 19.4 mm, 跨度为 20.0 m, 实际挠度为跨度的  $1/1030 \leq [1/400]$ , 满足设计要求; 一级桁架悬挑端的最大位移为 18.1 mm, 实际挠度为 3.6 mm, 悬挑跨度为 5.9 m, 实际挠度为二倍悬挑跨度的  $1/3278 < [1/400]$ , 满足设计要求。二级桁架跨中的最大位移为 40.3 mm, 实际挠度为 6.4 mm, 跨度为 14.2 m, 实际挠度为跨度的  $1/2218 \leq [1/400]$ , 满足设计要求; 二级桁架悬挑端的最大位移为 52.8 mm, 实际挠度为 34.5 mm, 悬挑跨度为 8.45 m, 实际挠度为二倍



(a) 整体结构变形; (b) 支承柱 X 方向变形; (c) 支承柱 Y 方向变形

图 6 工作状态下有限元分析结果

悬挑跨度的  $1/490 < [1/400]$ , 满足设计要求。支承桁架柱顶部 X 向最大位移为 20.09 mm, 最大水平位移角为  $1/791 < [1/250]$ , 满足设计要求; 支承桁架柱顶部 Y 向最大位移为 19.82 mm, 最大水平位移角为  $1/802 < [1/250]$ , 满足设计要求。

### 5.1.3 支撑体系验算

根据荷载组合作用下支撑柱发生屈曲的最小屈曲因子及轴力值, 并结合屈曲分析结果可知, 施工阶段的支承柱的一阶弹性屈曲临界荷载为 28 524 kN。依据欧拉公式可反推出理论计算长度系数: 实轴为 3.27, 虚轴为 2.02。将该计算长度输入模型后, 可得到支撑柱正截面的最大应力比为 0.75, 钢箱梁最大正截面应力比为 0.81, 最大斜截面应力比为 0.28。

## 5.2 顶升状态

### 5.2.1 结构应力验算

钢平台在顶升状态下的各构件应力比折线图如图 7 所示。由图 7 可知: 在顶升作业状态下, 顶升钢平台的大部分上下弦杆及腹杆的应力比小于 0.7。由于钢平台顶升过程中的不同步现象, 一级桁架支座位置的局部腹杆承受了较大的应力, 其最大正截面应力比高达 0.79。尽管这一变化导

致部分钢平台构件的应力比有所上升, 但整体结构仍处于安全且可控的状态。

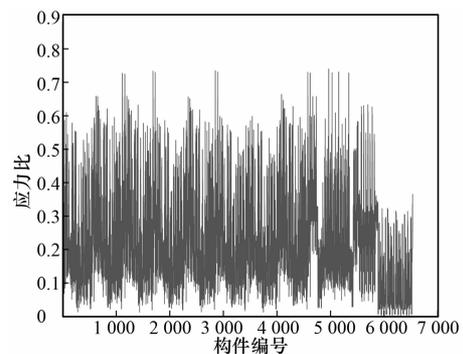
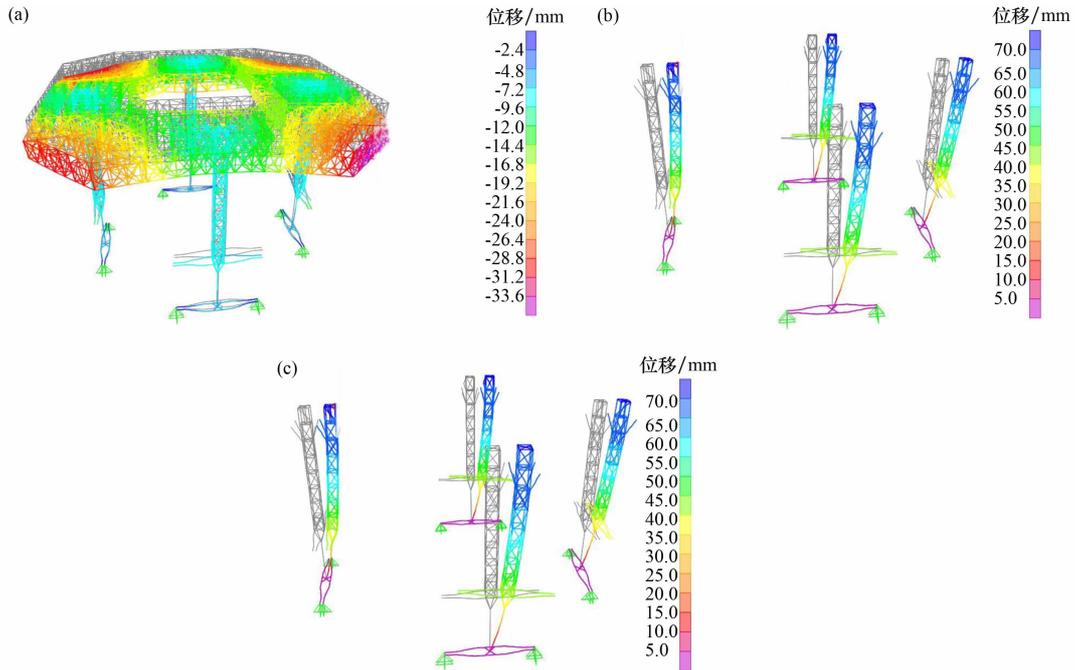


图 7 顶升状态下钢平台杆件应力比折线统计

### 5.2.2 结构变形验算

顶模系统在顶升状态下的结构变形情况如图 8 所示。由图 8 可知: 一级桁架跨中的最大位移为 16.6 mm, 实际挠度为 7.7 mm, 跨度为 20.0 m, 实际挠度为跨度的  $1/2 597 \leq [1/400]$ , 满足设计要求; 一级桁架悬挑端的最大位移为 14.3 mm, 实际挠度为 5.1 mm, 悬挑跨度为 5.9 m, 实际挠度为二倍悬挑跨度的  $1/2 314 < [1/400]$ , 满足设计要求。二级桁架跨中的最大位移为 21.2 mm, 实际挠度为 4.6 mm, 跨度为 14.2 m, 实际挠度为跨度的  $1/3 087 < [1/400]$ , 满足设计要求; 二级



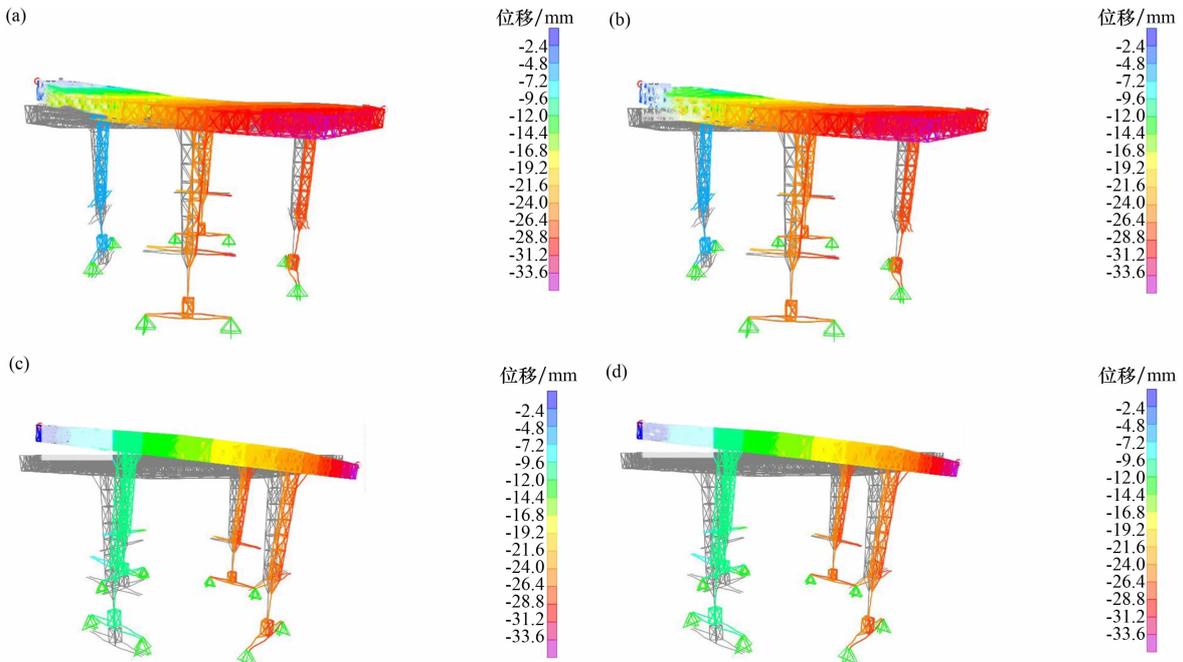
(a) 整体结构变形；(b) 支承柱 X 方向变形；(c) 支承柱 Y 方向变形

图 8 顶升状态下有限元分析结果

桁架悬挑端的最大位移为 32.7 mm，实际挠度为 19.1 mm，悬挑跨度为 8.45 m，实际挠度为二倍悬挑跨度的  $1/885 < [1/400]$ ，满足设计要求。支承桁架柱顶部 X 向最大位移为 70.8 mm，最大水平位移角为  $1/336 < [1/250]$ ，满足设计要求；支承桁架柱顶部 Y 向最大位移为 70.9 mm，最大

水平位移角为  $1/336 < [1/250]$ ，满足设计要求。

不同步顶升作用下支承柱顶部变形情况如图 9 所示。由图 9 可知：在不同步顶升情况下，支承桁架柱顶部 X 向最大位移为 56.3 mm，Y 向最大位移为 56.5 mm，最大水平位移角为  $1/298 < [1/250]$ ，满足设计要求。



(a) 单点不同步；(b) 对角两点不同步；(c) 相邻两点不同步；(d) 三点不同步

图 9 不同步顶升作用下支承柱顶部变形

### 5.2.3 支撑体系验算

支撑柱由两部分组成:下部的油缸杆件和上部的桁架柱。由于油缸杆件的抗弯刚度较弱,支撑柱的屈曲由油缸杆件引起。为提高稳定性,考虑在第一道支撑钢梁端部设置附墙支座,对油缸杆起到侧向支撑作用。根据荷载组合作用下支撑柱发生屈曲的最小屈曲因子及油缸杆件的轴力值,并结合屈曲分析结果可知,施工阶段油缸杆件的一阶弹性屈曲临界荷载为 22 560 kN。依据欧拉公式可反推出理论计算长度系数为 1.99。将该计算长度输入模型后,可得到杆件最大承载力比为 0.82、钢箱梁最大正截面应力比为 0.57、油缸杆件最大正截面应力比为 0.89。

## 5.3 台风状态

### 5.3.1 结构应力验算

钢平台在台风状态下的各构件应力比折线图如图 10 所示。由图 10 可知:在台风施工状态下,顶升钢平台的大部分上下弦杆及腹杆的应力比小于 0.5。由于外围桁架直接承受风荷载作用,某些局部区域承受较大应力。外围桁架支座邻近的上弦杆最大正截面应力比达到 0.74;一级桁架支座周围的下弦杆的最大正截面应力比为 0.53;三级桁架支座附近的部分腹杆最大正截面应力比为 0.52。整体而言,钢平台的设计符合规范要求,所有杆件应力值均处于安全可控范围内,并具备较大安全储备。

### 5.3.2 结构变形验算

顶模系统在台风状态下的结构变形情况如图 11 所示。由图 11 可知:支承桁架柱顶部 X 向最大位移为 41.48 mm,最大水平位移角为  $1/383 < [1/250]$ ,满足设计要求。

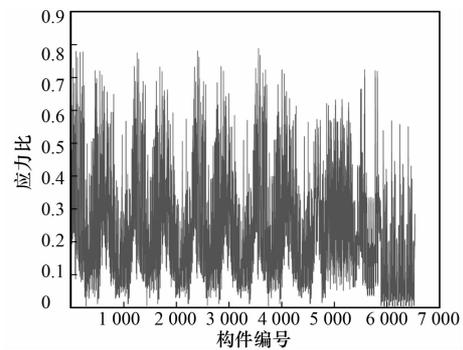


图 10 台风状态下钢平台杆件应力比折线统计图

### 5.3.3 支撑体系验算

根据荷载组合作用下支撑柱发生屈曲的最小屈曲因子及轴力值,并结合屈曲分析结果可知,施工阶段支承柱的一阶弹性屈曲临界荷载为 26 616.8 kN。依据欧拉公式可反推出理论的计算长度系数:实轴为 3.38,虚轴为 2.09。将该计算长度输入模型后,可得到支撑柱最大正截面应力比为 0.79,钢箱梁最大正截面应力比为 0.54,最大斜截面应力比为 0.17。

## 5.4 支撑钢梁验算

### 5.4.1 几何模型创建

工程顶模系统的支撑钢梁受力复杂,为更好地了解该节点的受力状态,采用 ABAQUS 软件对支撑梁及其连接节点进行模拟分析。考虑到结构的对称性,仅建立实际模型的一半,并施加对称约束,有限元模型如图 12 所示。

墙体底端固定,并施加 X、Y、Z 方向的平动约束。在主体钢梁中部施加对称约束,即仅约束轴向位移。提取各工况下柱底轴力最大对应的组合内力。本结构中的构件类型主要有梁及剪力墙,并采用隐式静力分析方法进行结构分析。其中,梁和剪力墙采用四边形缩减积分壳单元(S4R)模

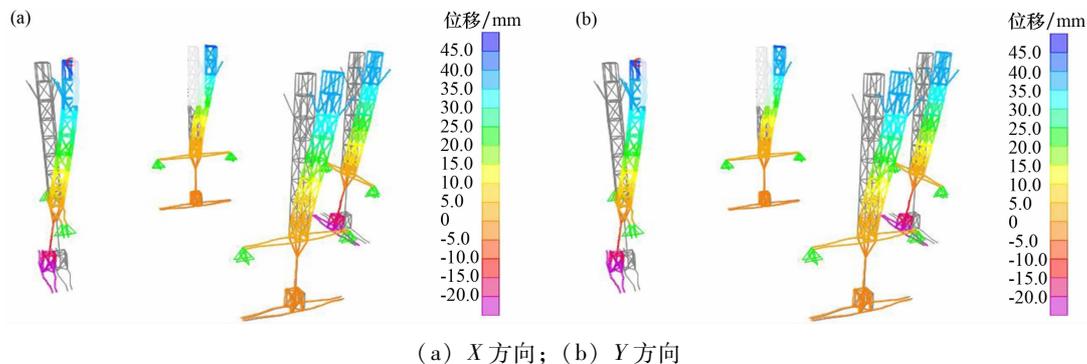


图 11 台风荷载组合作用下支承柱结构变形

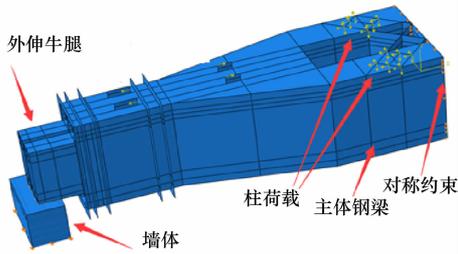


图 12 支撑钢梁有限元模型

拟，剪力墙采用六面体 8 节点缩减积分壳单元 (C3D8R) 模拟。钢材的本构模型采用双线性随动硬化模型，在反复荷载作用下，不考虑刚度退化，但考虑包辛格效应，钢材的强屈比设定为 1.2。混凝土材料模型采用 ABAQUS 提供的损伤塑性模型。

5.4.2 分析结果

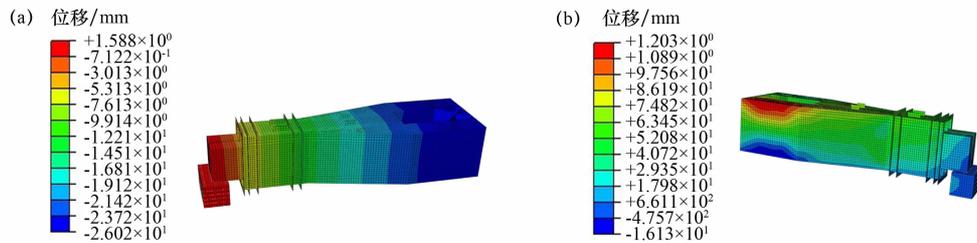
结构在竖向荷载下的变形如图 13 所示。由图 13 可知：跨中的变形为 26 mm(往下)，约为跨度的 1/400；外伸牛腿处的变形为 1.5 mm(向上)，反映出牛腿上翘的受力形态。在 SAP2000 分析模型中，相同荷载组合下钢箱梁跨中竖向变形为 20.3 mm，略小于 ABAQUS 模型的结果。其原因在于 ABAQUS 模型选取了柱底轴力较大的两个柱肢进行计算，而实际情况中水平风荷载导致格构柱柱底存在倾覆弯矩，该倾覆弯矩会引起各柱肢轴力的差异，使另外两个柱肢柱底轴力略小，因

此 SAP2000 中钢箱梁跨中竖向变形略小于 ABAQUS 模型。结构在水平荷载下，梁跨中上部的变形为 1.23 mm，约为跨度的 1/850；梁跨中下部的变形为 -1.61 mm，约为跨度的 1/620，表明支撑钢梁处于受扭的受力形态。

主体钢梁板件及外伸牛腿板件的应力如图 14、15 所示。由图 14、15 可知：构件的最大应力为 295.2 MPa，低于 Q345GJ 钢材的设计屈服强度 (300 MPa)，满足设计要求。

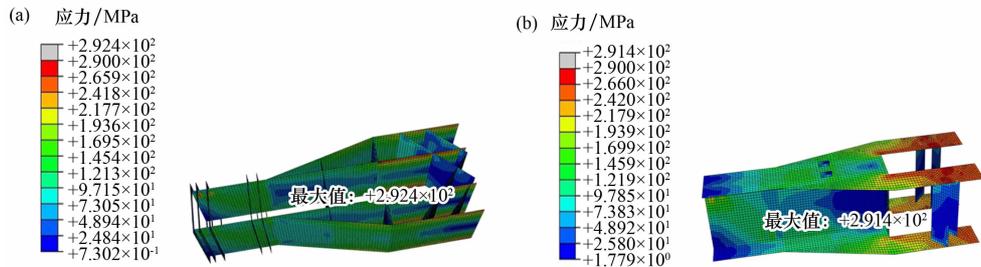
6 结 论

(1) 利用有限元软件对顶模系统进行了合理化建模，并针对该系统在不同工况下的受力状态进行了模态分析。结果表明，钢平台在各施工工况下，大部分构件的应力比在 0.7 以内，局部位置上的弦杆及腹杆应力比则控制在 0.7 ~ 0.8 之间；桁架的最大位移出现在悬挑端部，其实际挠度与跨度的最大比值为 1/490，小于规范限值 [1/400]；支承桁架柱在顶升状态下顶部位移最大，其顶部最大位移为 70.8 mm，最大水平位移角为 1/336，同样小于规范限值 [1/250]。上述结果证明，低位智能顶升系统的设计方案满足相关规范要求，且整体处于安全可控的状态。



(a) 竖向荷载; (b) 水平荷载

图 13 支撑钢梁结构变形结果



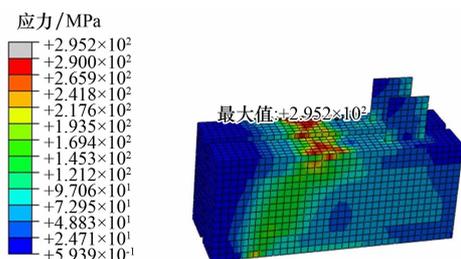
(a) 构件 1; (b) 构件 2

图 14 主体钢梁应力云图

(下转第 68 页)

- [6] 李志强,徐斌,王升,等. 基于改进的 AHP-SPA 的边坡稳定性评价及工程应用[J]. 公路交通科技,2022,39(1):56-64.
- [7] 宁波,刘玉健,王安东. 巨型古滑坡的稳定性评价及发展趋势分析[J]. 大地测量与地球动力学,2022,42(5):515-519.
- [8] 耿海深,吕文斌,栗燊,等. 滑坡失稳机理分析及预警预测研究[J]. 西北师范大学学报(自然科学版),2021,57(6):103-109.
- [9] 赵瑛,王显彪,陈菊林,等. 古滑坡活动诱发次级滑坡的稳定性评价及变形潜势分析[J]. 三峡大学学报(自然科学版),2022,44(3):27-33.
- [10] 袁旭山,刘京会,黄龙生,等. 基于机器学习模型的新源县滑坡易发性评估[J]. 科学技术与工程,2025,25(5):1815-1826.
- [11] 薛晓辉,周玲,秦爱红. 库岸涉水滑坡危险性现状分析与预测评价[J]. 中国安全生产科学技术,2021,17(5):169-175.
- [12] 黄奕朝,孙希延,纪元法,等. 基于改进麻雀优化与 SVR 滑坡位移预测[J]. 电子测量技术,2024,47(20):32-40.

(上接第 56 页)



(a) 构件 1; (b) 构件 2

图 15 外伸牛腿应力云图

(2) 基于智能顶升模架系统的施工安全模拟分析结果,在顶模系统设计过程中应注意事项:由于钢平台堆载可能产生局部弯矩的影响,与最大正截面应力比对应的下弦杆和上弦杆的应力比通常较大,因此需要对其进行合理化的优化设计。此外,在支撑钢梁分析时,应充分考虑水平风荷载引起格构柱柱底的倾覆弯矩,这将导致各柱肢产生轴力差,从而使钢箱梁跨中竖向变形略小于理论计算值。

## 参考文献:

- [1] 钱志伟. 我国超高层建筑的现状及发展趋势[J]. 中国住宅设施,2018(10):61-62.
- [2] 张琨. 超高层建筑施工技术发展展望[J]. 施工技术,2018,47(6):13-18;93.
- [3] 季万年,杨玮,顾国荣,等. 广州珠江新城西塔新型模板体系设计与应用[J]. 施工技术,2009,38(12):13-15.
- [4] 王善库,梁森,夏立志. 滑升模板系统主要构件的计算方法[J]. 山西建筑,2010,36(15):39-41.
- [5] 白雪,马海彬,姚传勤,等. 超高层建筑顶升模板体系设计及模态分析[J]. 工业建筑,2013,43(5):14-17;51.
- [6] 曾凡奎,刘新钊,潘壮,等. 超高层建筑的顶升模架结构施工模拟与监测[J]. 工业建筑,2021,51(11):127-131;136.
- [7] 余浩铭. 超高层顶升模架钢平台的现场监测与数值模拟对比分析[D]. 西安:西安工业大学,2021.