 DOI: https://doi.org/10.12349/edc.v8i4.9973

Finite Element Analysis of Lightweight Modular Temporary Stand Structure Based on SAP2000

Lihong Gan Changming Lu Wenfu Zheng

Zhejiang Dafeng Sports Equipment Co., Ltd., Yuyao, Zhejiang, 315400, China

Abstract

This study utilizes the general-purpose structural analysis and design software SAP2000 to develop a three-dimensional finite element model for a lightweight modular temporary grandstand and conducts a systematic assessment of its static and dynamic performance. In accordance with relevant design codes, multiple load cases and their combinations—including dead load, live load, wind load, and seismic action—were defined. Through the analysis, key structural responses such as member internal forces and displacements under various loading conditions were obtained. The results indicate that the natural frequency of the grandstand falls outside the sensitive frequency ranges associated with both human-induced vibrations and seismic effects. Furthermore, the stress and displacement responses under all considered load cases and their combinations satisfy the material strength requirements and code-specified deformation limits, confirming the safety and reliability of the structural design. This study provides a comprehensive technical workflow and a practical reference for the rapid modeling, accurate analysis, and design verification of similar temporary grandstand structures.

Keywords

temporary grandstand; SAP2000; load combination; modal analysis; response spectrum analysis

基于 SAP2000 的轻型模块化临时看台结构有限元分析

干立红 卢长明 郑文富

浙江大丰体育设备有限公司，中国·浙江 余姚 315400

摘　要

本研究运用通用结构分析与设计软件SAP2000，对某轻型模块化临时看台结构建立了三维空间有限元模型，并进行了系统的静力与动力性能分析。依据相关规范，定义了恒载、活载、风荷载及地震作用等多种荷载工况及其组合。通过分析，获取了结构在各项荷载作用下的构件内力及位移等关键响应。分析结果表明，该看台结构的自振频率避开了人致振动与地震作用的敏感频段，在各荷载工况及组合下的应力与位移响应均满足材料强度与规范变形限值要求，结构设计安全可靠。本研究为同类临时看台结构的快速建模、精确分析与设计验证提供了完整的技术流程与参考案例。

关键词

临时看台；SAP2000；荷载组合；模态分析；反应谱分析

1 引言

轻型模块化临时看台因其快速组装、拆卸便捷、可重复利用等特点，广泛应用于体育赛事、文艺演出等大型公共活动。其结构安全性是设计与应用中的首要考量因素。有限元分析法作为现代结构工程领域的核心工具，能够精准模拟结构在复杂荷载作用下的力学响应。SAP2000 作为业界公认的集成化结构分析与设计软件，在线性、非线性静动力分析方面功能强大，尤其适用于空间杆系及板壳结构的计算[1]。

本文利用 SAP2000 软件，对某轻型模块化临时看台结构建立了三维有限元模型，并系统性地完成了静力分析、模态分析、反应谱分析、钢结构设计校核及屈曲分析，以全面评估其安全性。

2 几何结构概述

2.1 结构简介

该临时看台的几何构型以实现快速拆装和足够的承载能力为首要目标。其主体承重部分采用阶梯状桁架，利用竖向插杆实现与其他桁架单元的对接。次要桁架则借助挂耳构件悬附于主桁架之间。支撑系统由一系列按一定间距布置的竖向立柱构成，以确保整体稳定。各竖向立柱通过套筒与插接柱的组合接口与主桁架相连，这种设计使得安装与拆卸过程更为简便。整体构型紧凑，简化了连接构造，显著提升了

【基金项目】浙江省余姚市科技创新项目（项目编号：2024JH03010010）。

【作者简介】干立红（1968–），男，中国浙江余姚人，本科，高级工程师，从事体育场馆座椅设计及轻型钢结构研究。

现场组装效率。全部连接节点采用无螺栓锁定方式，不仅简化了施工步骤，也增强了结构的整体刚性。通过对几何形态的优化设计，该结构在承受不同荷载时均能保持良好的稳定性和安全性能。

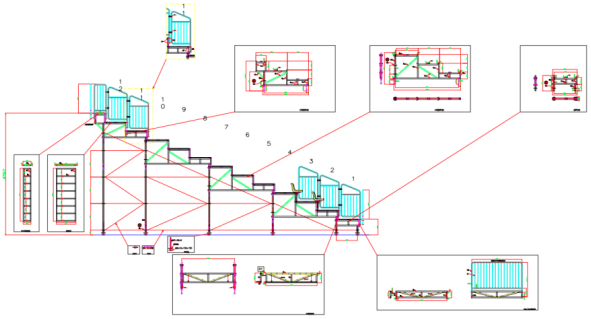


图 2.1 轻型模块化临时看台结构布局

2.2 材料选型

看台结构件的基础信息及材料特性如下表 2.1，表 2.2 所示。

表 2.1 构件的基础信息

名称	截面尺寸 /mm	型号
立柱	Φ48.3×3	Q345B
横杆	Φ42×2.75	Q235B
纵大梁	Φ48.3×2.75/ 方管 60×40×2/ 方管 40×40×2	Q345B
次桁架	方管 40×40×2/ 等边角钢 40×4	Q235B
台面板	花纹钢板 t=2mm/ 方管 30×30×1.5/ 方管 25×25×1.5	Q235B

表 2.2 材料特性

型号	屈服强度 /MPa	剪切模量 G/MPa	泊松比 u	弹性模量 E/MPa
Q345B	300	7.9×10^4	0.3	2.06×10^5
Q235B	205	7.9×10^4	0.3	2.06×10^5

3 有限元模型建立

3.1 几何模型与单元

主体承重结构（如立柱、主次桁架、大梁等）采用梁柱单元进行模拟，梁柱单元是模型中的主要承重骨架，它模拟结构的框架部分，直接承受和传递弯矩、轴力与剪力，并作为整个结构的空间支撑体系，承载由薄壳单元传递来的荷载。看台台面板等面状构件采用薄壳单，薄壳单元将分散的梁柱框架连接为整体，提供关键的面内刚度，使结构能协同工作。它能同时承受并传递垂直弯曲荷载与水平剪力，将各类荷载有效地分配至主体框架 [2]。所有构件之间根据实际连接方式（如销接、焊接、螺栓连接）在相应节点处进行设定，模拟结构的整体协同工作性能。模型总览如图 1 所示。

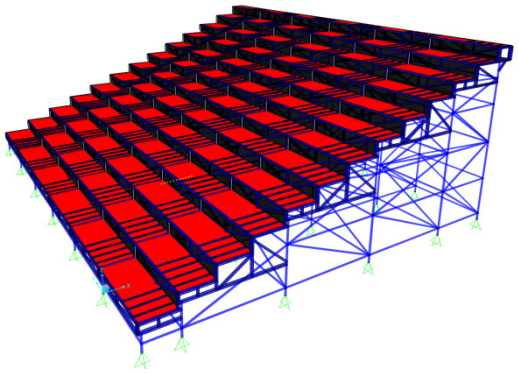


图 3.1 临时看台整体结构模型图

3.2 荷载工况

依据建筑结构荷载规范 [3]，在 SAP2000 中定义了以下荷载模式（Load Patterns）与分析工况（Load Cases）：

恒载（DEAD）：包含结构自重（由程序自动计算）及永久性设备重量。

活载（LIVE）：座椅区取 4.0 kN/m²，通道区取 5.0 kN/m²

风荷载（WIND）：基本风压 w0=0.45 kN/m2，地面粗糙度类别为 B 类，结构体型系数 μs=0.5

地震作用（SPECTRAL）：中等地震烈度为 7 级，采用反应谱分析法，反应谱函数如图 2.2。

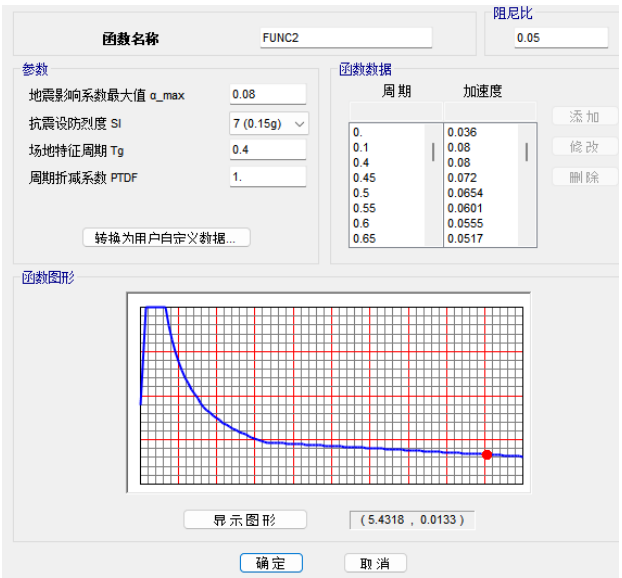


图 3.2 反应谱函数

4 屈曲分析

4.1 屈曲分析原理及目的

屈曲分析旨在评估结构在压力作用下的稳定性，预测其发生失稳的临界条件及失稳形态。基于线性弹性理论，该分析通过求解特征值问题，得到屈曲因子（即临界荷载与设计荷载的比值）及对应的屈曲模态（失稳时的变形形态）。屈曲因子直接反映结构稳定安全储备，而屈曲模态则清晰指示失稳最先发生的薄弱部位，从而为结构稳定性设计提供关

键依据 [4]。

4.2 屈曲分析结果

据 SAP2000 的屈曲分析结果表 4. 和图 4.1，该临时看台结构具有很高的弹性稳定安全储备。其第一阶屈曲因子高达 11.16，远大于工程中通常要求的安全系数（3.0~5.0）。分析显示，若荷载持续增大至设计值的约 11.16 倍，结构最可能发生失稳，失稳的起始位置和最大位移出现在第四排立柱。这表明，在目标设计荷载下，结构发生整体弹性失稳的风险极低，但从模态形状判断，第四排立柱是其整体稳定性的相对薄弱环节。

表 4.1 屈曲因子

OutputCase	StepType	StepNum	ScaleFactor
Text	Text	Unitless	Unitless
BUCK1	Mode	1	11.162795
BUCK1	Mode	2	11.744625
BUCK1	Mode	3	12.918085
BUCK1	Mode	4	17.016942
BUCK1	Mode	5	17.440657
BUCK1	Mode	6	17.558478

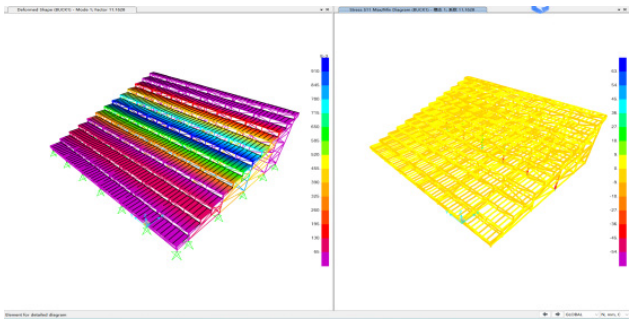


图 4.1 第一阶线性屈曲应力变形图

5 模态分析

5.1 模态分析原理

模态分析的核心是求解结构无阻尼自由振动的特征值问题，以获取其固有的动力特性——固有频率与振型。该分析基于结构的运动微分方程：

$$[M]\{u\ddot{}\}+[K]\{u\}=\{0\}$$

其中，[M] 和 [K] 分别为结构的质量矩阵和刚度矩阵，{u} 和 {u¨} 分别为位移向量和加速度向量。引入简谐振动假设，可将上述方程转化为特征值问题 $([K]-\omega 2[M])\{\Phi\}=\{0\}$ 进行求解。所求得的特征值 $\omega i2$ 决定了结构的各阶固有频率（$fi=\omega i/(2\pi)$），对应的特征向量 $\{\Phi\}i$ 则描述了相应的振型（模态形状）[5]。这些固有动力参数是评估结构共振风险（如避免与人致活动或地震动频段重合）以及进行所有后续动力分析（如反应谱分析、时程分析）的必备基础。

5.2 模态分析结果分析

有效质量参与：从 SumUX 和 SumUY 列可以看出，直到第 16 阶模态 (SumUX=0.9, SumUY=0.9)，结构在 X 和 Y 两个水平方向的模态有效质量参与系数才达到 90%，表明该结构具有较多密集的、对整体响应有贡献的模态。SumUZ（竖向）的参与质量在低阶很小，直到第 10 阶才超过 1%，说明结构的主要振动形态是水平向的。

频率分析：该临时看台结构的一阶频率为 2.818 Hz，略高于常见人致步行频率（1.5-2.5 Hz），可避免日常行走引起的显著共振，但其值偏低，在人群跳跃等有节奏活动时仍存在引发不适振动的潜在风险；同时，该频率及前数阶重要模态均落在地震主要影响频段（0.1-5 Hz）内，意味着结构对地震作用较为敏感，地震响应会被放大，因此抗震设计是确保其安全的关键，需要进行反应谱分析。

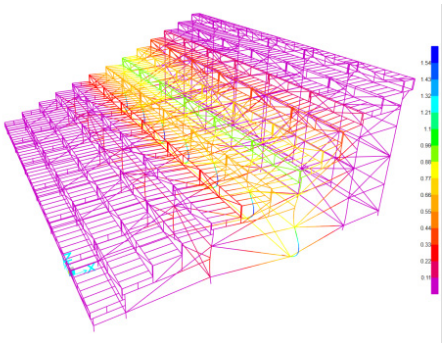


图 5.1 第一阶模态变形图

表 5.1 模态分析数据表

OutputCase	StepType	Period	Frequency	SumUX	SumUY	SumUZ
Text	Text	Sec	Cyc/sec	Unitless	Unitless	Unitless
MODAL	Mode1	0.354844	2.818141	1.341E-09	0.16	2.084E-12
MODAL	Mode2	0.312267	3.202388	4.287E-08	0.28	1.528E-08
MODAL	Mode3	0.296316	3.374774	1.475E-07	0.7	3.002E-08
MODAL	Mode4	0.243242	4.111136	0.62	0.7	0.00004498
MODAL	Mode5	0.235351	4.248968	0.86	0.7	0.00006347
MODAL	Mode6	0.223491	4.474449	0.88	0.7	0.00006439
MODAL	Mode7	0.208388	4.798732	0.89	0.7	0.00006492
MODAL	Mode8	0.199077	5.023179	0.89	0.83	0.00006495
MODAL	Mode9	0.192589	5.192415	0.9	0.83	0.00006564
MODAL	Mode10	0.186994	5.347768	0.9	0.83	0.001065
MODAL	Mode11	0.17993	5.557727	0.9	0.83	0.001066
MODAL	Mode12	0.177046	5.648257	0.9	0.89	0.001476
MODAL	Mode13	0.176135	5.677447	0.9	0.89	0.004552
MODAL	Mode14	0.172104	5.810426	0.9	0.89	0.004575
MODAL	Mode15	0.16752	5.969447	0.9	0.89	0.004699
MODAL	Mode16	0.166854	5.993278	0.9	0.9	0.004699
MODAL	Mode17	0.166207	6.016606	0.9	0.9	0.00474
MODAL	Mode18	0.16367	6.109872	0.9	0.9	0.00475
MODAL	Mode19	0.161316	6.19903	0.9	0.9	0.004754
MODAL	Mode20	0.157939	6.331574	0.9	0.9	0.004998
MODAL	Mode21	0.152902	6.540155	0.9	0.9	0.005005
MODAL	Mode22	0.14776	6.767716	0.9	0.9	0.005114
MODAL	Mode23	0.146553	6.823457	0.9	0.9	0.006551
MODAL	Mode24	0.143947	6.946996	0.9	0.9	0.006558
MODAL	Mode25	0.141698	7.057239	0.9	0.9	0.00656
MODAL	Mode26	0.141324	7.075944	0.9	0.9	0.006629
MODAL	Mode27	0.140601	7.112303	0.9	0.9	0.008351
MODAL	Mode28	0.133831	7.472085	0.9	0.9	0.008352
MODAL	Mode29	0.127683	7.831919	0.9	0.9	0.008414
MODAL	Mode30	0.12398	8.065808	0.9	0.9	0.008427

6 地震反应谱分析

6.1 原理简述

反应谱分析法是当前结构抗震设计中最常用的动力分析方法之一。其核心原理基于“单自由度体系”的地震响应。具体而言，它通过研究大量具有不同自振周期的单质点弹性体系在某一特定地震动记录下的最大响应（如加速度、速度、位移），并将此最大响应值与该体系自振周期的关系绘制成曲线，此曲线即为“反应谱”。设计反应谱则是在统计、平滑多条实际地震动反应谱并考虑结构重要性、场地条件等因素后得到的标准谱曲线。

在 SAP2000 等有限元软件中应用该方法时，首先需将

实际结构（多自由度体系）通过模态分析分解为多个独立的振型（即广义单自由度体系）。然后，根据规范（如《建筑抗震设计规范》GB 50011[6]）或特定地震波输入设计反应谱曲线。软件会计算结构在各个振型下对应于该反应谱的最大地震响应（如内力、位移），最后通过适当的模态组合方法（如 SRSS 法、CQC 法）将各振型的最大响应进行组合，从而估算出结构在地震作用下的总响应。这种方法避免了复杂耗时的时程分析，能高效地评估结构在地震作用下的峰值响应。

6.2 分析结果

从图 3.5 到图 3.8 为 XY 两个方向的反应谱分析变形图和应力图，看台 Y 向地震应力较大，最大应力为立柱底端，最大值为 39.754Mpa，最大位移出现在阶梯梁中间层，最大位移为 2.55mm。从此结果可看无活荷载作用下的单向地震反应谱对结构的影响较小。

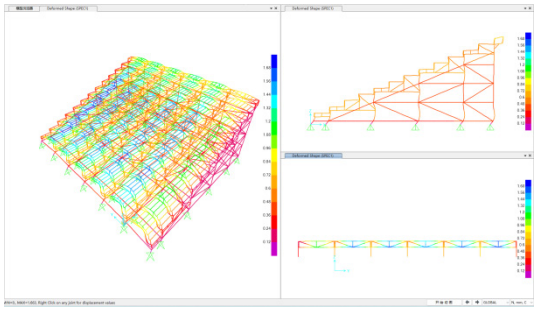


图 6.1 X 向地震反应谱变形图

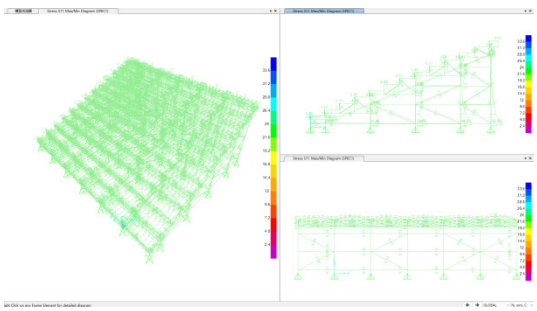


图 6.2 X 向地震反应谱应力图

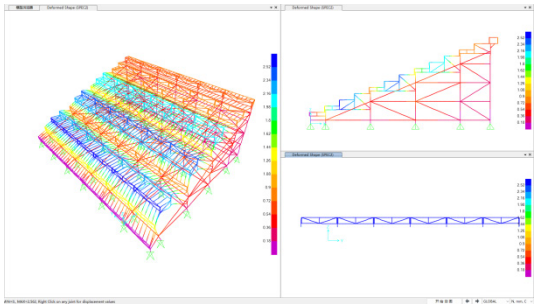


图 6.3 X 向地震反应谱变形图

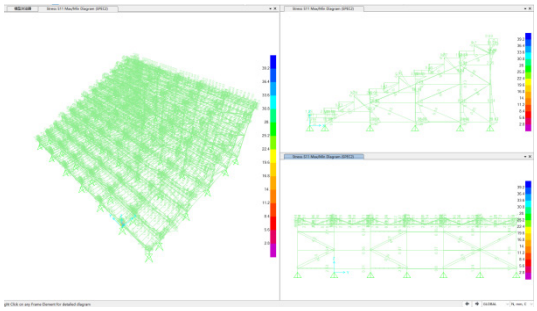


图 6.4 Y 向地震反应谱应力图

7 钢结构设计校核

7.1 SAP2000 结构设计介绍

SAP2000 中进行钢结构设计校核，其根本依据是软件内嵌的、具有行业与法规强制性的国家及地区设计规范体系。这不仅仅指单一的强度规范，而是一个完整的规范集合，核心通常包括钢结构设计标准（如中国的 GB 50017[7]、美国的 AISC 360-16 LRFD/ASD、欧洲的 EC3）、荷载规范（如 GB 50009）以及抗震规范（如 GB 50011）等。软件严格遵循这些规范的所有相关条文，自动执行从荷载组合生成、结构内力分析、到构件详细验算的完整闭环流程。其核心输出是计算每个构件的应力比（即需求与承载力之比），并据此对截面强度、整体稳定、局部稳定（板件宽厚比）以及变形（挠度与侧移）进行全面、量化的安全性与适用性校核，确保设计在每一条规范要求上都满足最低安全标准[8]。

7.2 钢结构设计参数及结果分析

在图 7.1 和表 7.1 的钢结构设计首先项及荷载组合下，所有构件应力比小于 1，表明其强度、稳定性的理论承载力均满足《钢结构设计标准》（GB 50017）等规范的强制性要求。这为后续针对性优化提供了安全可靠的基础。



钢框架设计首选项 - Chinese 2018

	选项	数值
1	设计规范	Chinese 2018
2	多值工况	逐步
3	框架类型	无侧移框架 NMF
4	高层建筑?	否
5	抗震等级	Ⅱ级
6	结构重要性系数 γ_0	1.
7	忽略宽厚比（B/T）校核?	是
8	梁按压弯构件设计?	否
9	忽略梁 φ_B?	是
10	分析方法	Direct Analysis
11	稳定系数 n_cr	0.
12	挠度校核?	是
13	恒载限值 L/	120.
14	（附加恒载+活载）限值 L/	120.
15	活载限值 L/	500.
16	总限值 L/	400.
17	净挠度限值 L/	500.
18	样式活荷载系数	0.
19	应力比限值	1.

图 7.1 钢结构设计首选项

表 7.1 荷载组合

基本组合	1.3*DL + 1.5*gammaL*LL
	1.0*DL + 1.5*gammaL*LL
考虑风荷载	1.3*DL + 1.5*WL
	1.3*DL - 1.5*WL
	1.0*DL + 1.5*WL
	1.0*DL - 1.5*WL
	1.3*DL + 1.5*gammaL*LL + 0.9*WL
	1.3*DL + 1.5*gammaL*LL - 0.9*WL
	1.0*DL + 1.5*gammaL*LL + 0.9*WL
	1.0*DL + 1.5*gammaL*LL - 0.9*WL
	1.3*DL + 1.05*gammaL*LL + 1.5*WL
	1.3*DL + 1.05*gammaL*LL - 1.5*WL
	1.0*DL + 1.05*gammaL*LL + 1.5*WL
	1.0*DL + 1.05*gammaL*LL - 1.5*WL
地震荷载组合	1.3*DL + 1.3*gammaEG*LL + 1.4*EhL
	1.0*DL + 1.0*gammaEG*LL + 1.4*EhL

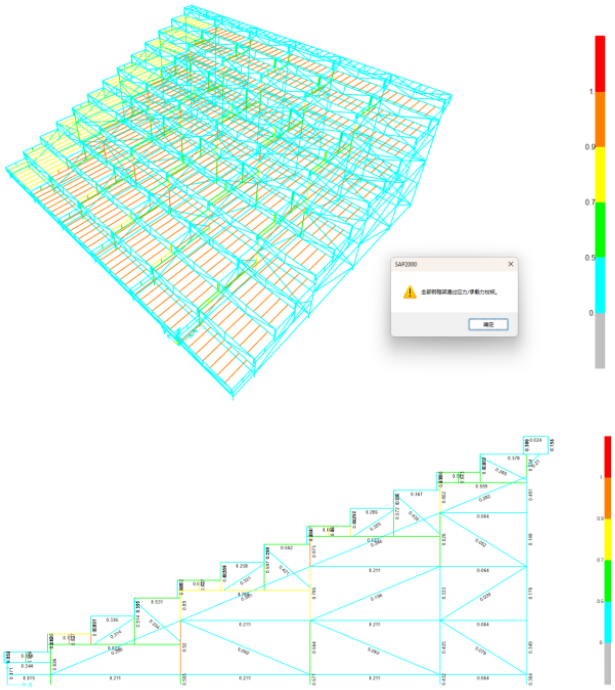


图 7.2 应力比

7.3 优化建议

阶梯梁后侧竖向支撑应力比超过 0.9，表明其内力已接近当前截面的承载力极限。依据强度与稳定控制原理，更换大一号型材可直接提高截面承载力，是确保安全储备的直接有效方法。

台面桁架的高应力比结果可能偏于保守，因计算模型未充分考虑其与花纹钢板焊接形成的整体蒙皮效应。依据薄壳单元协同工作原理，可通过细化模型来考虑板的共同受力，从而获得更经济合理的设计。

针对第三、四排立柱存在的稳定控制类高应力比问题，优化方案的核心是在保持横拉、斜拉连接通用的前提下，将立柱直径增大至 60mm。此举通过提高截面惯性半径，可显著增强立柱的稳定承载力 [9]。具体实施上，采用保持现有连接盘不变、仅扩大内孔的做法，在确保主体结构得到有效加强的同时，最大限度地维持了节点连接的原有设计，从而兼顾了结构安全、施工便利与构件通用性。

8 结论

基于 SAP2000 的有限元分析表明，该轻型模块化临时看台结构整体安全可靠。动力分析显示其基频可规避人致振动共振，但对地震作用较为敏感，其中 Y 向为相对不利方向；屈曲分析证实结构具有极高的弹性稳定安全储备；钢结构设计校核结果满足规范对强度与稳定的要求，同时识别出部分应力比相对较高的构件，为优化指明了方向 [10]。

对于分析中识别的潜在薄弱或可优化构件（如阶梯梁支撑、台面桁架及第三、四排立柱），建议在实际加载测试中重点监测其应力、变形及稳定性。可根据实测结果对这些构件进行更为精准的重新选型与设计，从而实现安全性与经济性的平衡优化。

综上，本研究通过系统的有限元分析，验证了该结构在动力性能、稳定性及抗震能力方面的可靠性。所建立的分析流程、校核结论及结合实测的优化思路，可为同类模块化临时结构的设计、评估与性能验证提供有效参考。

参考文献

[1] Computers and Structures, Inc. SAP2000 Integrated Software for Structural Analysis and Design (Analysis Reference)[M]. USA: CSI, 2024. 及 北京筑信达工程咨询有限公司. SAP2000中文版技术指南及工程应用（第四版）[M]. 北京: 人民交通出版社股份有限公司, 2023.

[2] 王新敏. ANSYS工程结构数值分析[M]. 北京: 人民交通出版社, 2007.

[3] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑结构荷载规范: GB 50009-2012[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2012.

[4] 张其林. 轻型钢结构与金属屋面系统设计[M]. 上海: 同济大学出版社, 2018.

[5] 克拉夫, 彭津. 结构动力学（第2版）[M]. 王光远, 等译. 北京: 高等教育出版社, 2006.

[6] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范: GB 50011-2010 (2016年版)[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2016.

[7] 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, 2018.

[8] 《钢结构设计手册》编辑委员会. 钢结构设计手册（上册）[M]. 4版. 北京: 中国建筑工业出版社, 2019.

[9] 陈骥. 钢结构稳定理论与设计（第七版）[M]. 北京: 科学出版社, 2022.

[10] 张其林. 轻型钢结构与金属屋面系统设计[M]. 上海: 同济大学出版社, 2018.