

引用本文:谭 坚,林松伟,区 彤,等. 弹簧阻尼支座对体育场钢结构抗连续倒塌的减振分析[J]. 建筑科学与工程学报,2022,39(3):101-110.  
TAN Jian,LIN Song-wei,OU Tong,et al. Vibration Reduction Analysis of Spring Damping Support on Progressive Collapse Resistance of Stadium Steel Structure[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering,2022,39(3):101-110.

DOI:10.19815/j.jace.2021.07050

## 弹簧阻尼支座对体育场钢结构抗连续倒塌的 减振分析

谭 坚<sup>1</sup>,林松伟<sup>1,2</sup>,区 彤<sup>1</sup>,郭淑燕<sup>1</sup>,汪大洋<sup>2</sup>,张艳辉<sup>1</sup>,石煦阳<sup>1</sup>,吴桂广<sup>1</sup>

(1. 广东省建筑设计研究院有限公司,广东 广州 510010; 2. 广州大学 土木工程学院,广东 广州 510006)

**摘要:**阐述了弹簧阻尼支座减振原理,给出了其构造形式,介绍了拆除构件法中采用非线性动力分析方法的计算原理,以第三届亚洲青年运动会体育场钢结构屋盖作为研究对象,对拉杆系统连续失效情况下结构的响应进行分析,研究弹簧阻尼支座对结构抗连续倒塌性能的影响。结果表明:体育场钢结构屋盖的抗连续倒塌能力良好,拉杆系统连续失效结构悬挑端最大竖向位移为387 mm,挠度为1/90,不会导致结构整体倒塌;构件拆除后,结构立即进入运动状态,结构动能、应变能、悬挑端竖向位移、支座腹杆应力均在拆除瞬间陡增,达到峰值后逐步减小,并随时间增加反复振荡,最后趋于稳定,结构重新达到稳定平衡;采用非线性动力方法计算的悬挑端竖向位移、关键杆件应力略大于静力分析方法,偏于安全;弹簧阻尼支座能有效减小结构动力响应,提高结构防连续倒塌能力,其减振效果受弹簧和阻尼共同影响;当结构采用了弹簧阻尼支座等消能部件时,对结构进行抗连续倒塌分析时应采用非线性动力分析方法考虑消能部件的有利影响。

**关键词:**弹簧阻尼支座;抗连续倒塌;减振;非线性动力方法;消能部件

中图分类号:TU398.7

文献标志码:A

文章编号:1673-2049(2022)03-0101-10

## Vibration Reduction Analysis of Spring Damping Support on Progressive Collapse Resistance of Stadium Steel Structure

TAN Jian<sup>1</sup>, LIN Song-wei<sup>1,2</sup>, OU Tong<sup>1</sup>, GUO Shu-yan<sup>1</sup>, WANG Da-yang<sup>2</sup>,  
ZHANG Yan-hui<sup>1</sup>, SHI Xu-yang<sup>1</sup>, WU Gui-guang<sup>1</sup>

(1. Guangdong Architectural Design & Research Institute Co., Ltd., Guangzhou 510010, Guangdong, China;

2. School of Civil Engineering, Guangzhou University, Guangzhou 510006, Guangdong, China)

**Abstract:** The vibration reduction principle of spring damping support was expounded, and its structure form was given. The calculation principle of nonlinear dynamic analysis method used in the demolition component method was introduced. Taking the steel roof of the stadium of the third Asian Youth Games as the research subject, the response of the structure under the progressive failure of the rod system was analyzed. The influence of spring damping support on the progressive collapse resistance of the structure was studied. The results show that the progressive collapse resistance of the steel roof of the stadium is good. The maximum

收稿日期:2021-07-20

基金项目:国家自然科学基金项目(51878191)

作者简介:谭 坚(1977-),男,湖南湘潭人,高级工程师,E-mail:32272872@qq.com。



displacement of the cantilever end of the progressive failure structure of the rod system is 387 mm and the deflection is 1/90, which will not lead to the overall collapse of the structure; after the component is removed, the structure enters the motion state immediately. The kinetic energy, strain energy, cantilever end displacement and support abdominal rod stress of the structure increase sharply at the moment of demolition, and gradually decrease after reaching the peak value, and oscillate repeatedly with time, and finally tend to be stable, and the structure reaches a stable equilibrium again. The displacement of cantilever end and the stress of key members calculated by nonlinear dynamic method are slightly larger than those by static analysis method, and the method is safer. The spring damping support can effectively reduce the dynamic response of the structure and improve the anti-progressive collapse ability of the structure, and the damping effect is affected by spring and damping. When the structure adopts energy dissipation components such as spring damping bearings, the dynamic nonlinear analysis method should be used to consider the favorable influence of energy dissipation components.

**Key words:** spring damping support; progressive collapse resistance; vibration reduction; nonlinear dynamic method; energy dissipation component

## 0 引言

连续倒塌现象曾一度被工程界忽视,直至 1968 年英国的 Ronan Point 公寓因煤气爆炸引起建筑角部连续坍塌<sup>[1]</sup>,人们才意识到局部破坏向周围构件扩散时,可能导致与局部范围不成比例的大面积倒塌。2011 年美国的“9·11”事件造成 2 996 人遇难,并对全球造成 1 万亿美元的损失,此次事件将结构的连续倒塌研究推向高潮<sup>[2]</sup>。赵宪忠等<sup>[3]</sup>基于国内外大跨度空间结构连续倒塌的研究,提出了多尺度模型在数值模拟中的应用,陆新征等<sup>[4]</sup>采用非线性动力分析方法进行杆件拆除,提出了符合中国规范要求的拆除构件法相关参数,黄华等<sup>[5]</sup>研究了抗震框架的倒塌破坏行为,认为抗震设计不能够完全代替抗倒塌设计,张望喜等<sup>[6]</sup>指出装配式混凝土框架结构防连续倒塌研究中的重点问题是子结构受力机制的复合与机制转移的全受力过程、楼板和空间受力对受力机制的影响,高山等<sup>[7]</sup>对多层平面钢框架在关键柱破坏后抗倒塌性能进行了分析,得到支撑对结构的极限抗倒塌承载力并没有太大提高的结论。中国现行规范《建筑结构抗倒塌设计规范》(T/CECS 392:2021)<sup>[8]</sup>明确了建筑结构抗倒塌设计内容,《建筑结构荷载规范》(GB 50009—2012)<sup>[9]</sup>和《建筑结构可靠性设计统一标准》(GB 50068—2018)<sup>[10]</sup>明确指出应保证结构不致因偶然荷载引起连续倒塌。

中国目前大力推进减隔震技术的应用,已公布的《建筑工程抗震管理条例》<sup>[11]</sup>中明确指出,应提高

建筑工程抗震防灾能力,降低地震灾害风险,保障人民生命财产安全。上述学者研究成果和规范内容极少涉及减振技术对结构抗连续倒塌性能的影响。因此,从热门的抗连续倒塌分析拓展到前沿的减振技术极具意义。

本文以设置弹簧阻尼支座的亚青会体育场钢结构屋盖作为研究主体,采用拆除构件法中的非线性动力方法<sup>[12-16]</sup>对拉杆系统连续失效情况下结构性能进行分析,研究了弹簧阻尼支座对结构抗连续倒塌性能的影响。

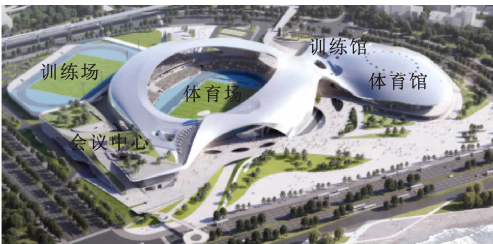
## 1 工程概况

第三届亚洲青年运动会场馆项目位于汕头市东部塔岗围片区,是 2021 年第三届亚洲青年运动会的主场馆,为甲级体育场馆。整个项目建设规模约为  $14.8 \times 10^4 \text{ m}^2$ ,包含体育场、训练场、体育馆、训练馆和会议中心等场馆,如图 1 所示。其中体育场建筑面积为  $4.6 \times 10^4 \text{ m}^2$ ,主要用于足球比赛、田径比赛等,共设 2.2 万个座位。体育场南北向长度 298 m,东西向宽度 220 m,最大高度为 39.97 m,下部混凝土设置 2 道变形缝,采用框架+屈曲约束支撑的结构体系,上部钢屋盖不设缝,采用倒三角立体悬臂桁架+拱桁架的结构体系,倒三角立体悬臂桁架沿径向布置,最大悬挑距离 36.5 m。

## 2 弹簧阻尼支座减振原理

体育场西看台为了实现空间通透和檐口轻薄的建筑效果,创新采用了一种由预应力拉索、钢柱和弹





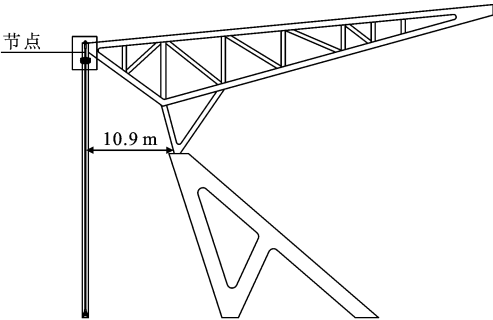
(a) 效果图



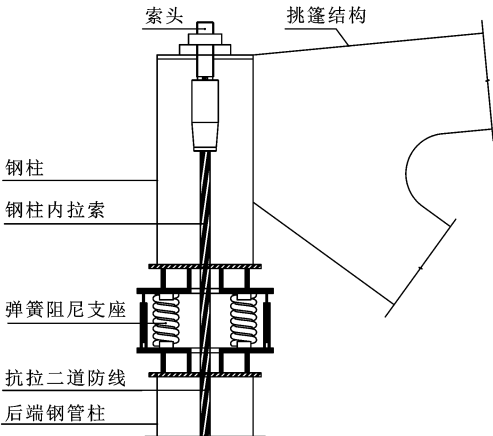
(b) 实物图

图 1 第三届亚洲青年运动会场馆

Fig. 1 Venues of the Third Asian Youth Games  
簧阻尼支座组成的拉杆系统,节点构造如图 2 所示。



(a) 节点位置



(b) 节点大样

图 2 节点构造

Fig. 2 Node Construction

拉杆系统中,弹簧阻尼支座包括圆柱螺旋弹簧、筒式黏滞阻尼器、顶板、底板与限位装置等。弹簧总设计刚度为  $10\text{ kN}\cdot\text{mm}^{-1}$ ,筒式黏滞阻尼器阻尼系数为  $6\text{ kN}\cdot\text{s}\cdot\text{mm}^{-1}$ ,设计速度为  $150\text{ mm}\cdot\text{s}^{-1}$ 。整个弹簧阻尼支座可以等效为一个线性单自由度的

黏滞阻尼系统,力-位移曲线方程为

$$\left(\frac{F_d - K_e x}{C\omega x_{\max}}\right)^2 + \left(\frac{x}{x_{\max}}\right)^2 = 1$$

式中: $F_d$  为阻尼力; $K_e$  为支座的等效刚度; $C$  为等效黏性阻尼; $\omega$  为加载角频率。

支座的力-位移( $F$ - $x$ )关系如图 3 所示。

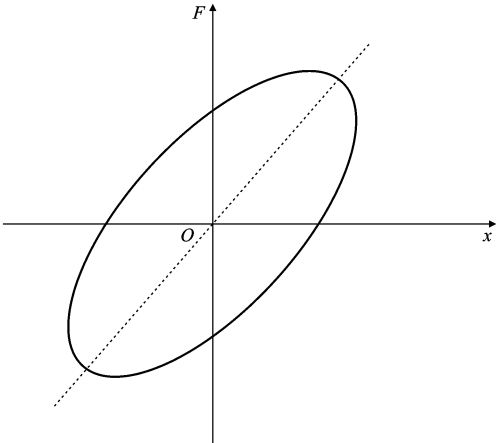


图 3 支座的力-位移关系

Fig. 3 Relation of Force and Displacement on Bearing

新型拉杆系统的特点是钢柱和弹簧阻尼支座组成的外拉杆与屋盖钢结构和地面相连,内穿预应力拉索。在常态工况下,钢结构屋盖往场内向下变形,预应力拉索绷紧,在风荷载作用下钢结构屋盖产生向上运动的趋势,拉杆系统可能受压,此时弹簧阻尼支座在内力的转换过程中产生滞回变形,耗散能量,减小风振下的结构反应,拉杆系统高度为  $20\sim 26.5\text{ m}$ ,如图 4 所示。新型拉杆系统对维持钢结构屋盖稳定、防止整体倾覆起关键作用,一旦某根拉杆系统失效,可能引起相邻拉杆系统的连续失效,从而导致结构整体倒塌。



图 4 拉杆系统

Fig. 4 Pull Rod System

### 3 分析方法

#### 3.1 基本原理

根据拆除构件法,采用非线性动力方法分析时,剩余结构作用的动力荷载向量时程作用点为剩余结构与被拆除构件上端的连接节点,作用方向与原结构重力荷载产生的被拆除构件上端内力设计值向量的方向相反。在 0 到被拆除构件的失效时间  $t_1$  区



间,原结构重力荷载产生的被拆除构件上端结构整体坐标下的内力向量与时间成比例,在拆除构件的失效时间  $t_1$  后,等于该内力向量  $p_g$ ,如图 5 所示,其中  $P$  为荷载向量, $t$  为时间。

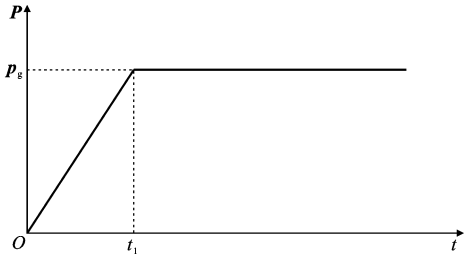


图 5 动力荷载向量时程

Fig. 5 Dynamic Load Vector Time History

3.2 分析工况

通过静力分析,采用“1.0 倍恒载+0.5 倍活载”的荷载组合<sup>[17-18]</sup>,得到初始状态下各组拉杆系统内力。根据拉杆系统轴向受力的特点,认为平衡状态下轴力最大的拉杆系统先失效,此时以轴力最大的拉杆系统作为第一拆除组,分析第一拆除组失效后剩余结构的动力响应,评价结构的抗连续倒塌性能。若结构未发生连续倒塌,则继续拆除结构达到新的平衡状态下轴力最大的拉杆系统,重复上述分析过程,直至拉杆完全拆除。根据内力分组情况,共进行 7 次拆除,第 1 次拆除编号为 1 的拉杆系统,第  $n$  次拆除编号为  $n$  的拉杆系统,拆除分组如图 6 所示。根据工程实际需求,第 1~5 组的拉杆系统为弹簧阻尼支座拉杆系统,第 6、7 组拉杆系统为不含内穿拉索和弹簧阻尼支座的普通钢拉杆系统。

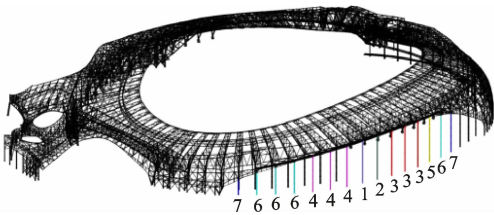


图 6 拉杆系统拆除分组

Fig. 6 Pull Rod System Removal Group

为了研究弹簧阻尼支座对屋盖钢结构抗连续倒塌性能的影响,设置 3 种拉杆系统连续失效工况进行对比:工况 1 不考虑弹簧阻尼支座的作用,分 7 组对拉杆系统一步拆除,拆除包括拉索和拉杆,持时 20 s 进行下一组拉杆系统分步拆除;工况 2 不考虑弹簧阻尼支座的作用,分 7 组对拉杆系统分步拆除,先拆除预应力拉索,持时 10 s 后拆除拉杆,持时 10 s 后进行下一组拉杆系统分步拆除;工况 3 在工况 2 的基础上,考虑弹簧阻尼支座的弹簧刚度和黏滞阻

尼作用。3 种工况下第 6、7 组拉杆系统均为一步拆除,拆除后持时 10 s。

3.3 计算方法

采用 SAP2000 软件建立体育场的抗连续倒塌计算模型,考虑材料非线性和几何非线性,计入荷载-位移( $P-\Delta$ )效应,剩余结构采用 Rayleigh 阻尼。采用非线性动力方法对每组拆除拉杆系统后的剩余结构进行抗连续倒塌计算,得到剩余结构的动力时程响应,进而判断剩余结构的抗连续倒塌性能<sup>[19]</sup>。

4 结构的连续倒塌分析结果

4.1 第 1 组拉杆系统拆除

第 1 组拉杆系统拆除后,不同工况下结构的动能时程曲线如图 7 所示。从图 7 可以看出,3 种工况的结构动能在拆除构件瞬间陡然增大,随着时间的增加,动能起伏变化,逐渐减小,最终趋于 0。工况 1 的动能峰值为 640 kN·mm,在第 6 s 末基本减小为 0;工况 2 的动能增幅最小,第 3 s 末基本减小为 0,在第 11 s 初再次陡然增大,然后迅速减小;工况 3 的动能增大幅度最大,峰值为 659 kN·mm,在第 10 s 基本减小为 0。

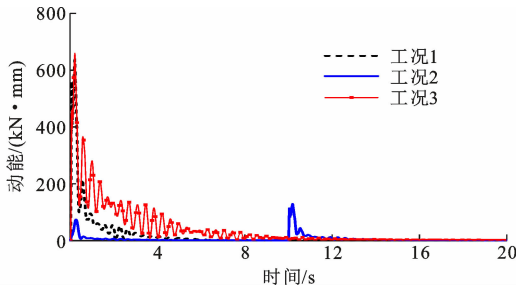


图 7 结构动能时程曲线 1

Fig. 7 Time History Curves 1 of Structural Kinetic Energy

从结构动能时程曲线可知,在拆除杆件瞬间,结构立即进入运动状态,动能在极短时间内达到峰值,此后杆件内力重分布,结构产生反复振荡,由于阻尼的作用,振荡幅度逐步减小,结构达到新的平衡状态。与工况 1 相比,工况 2 在前 10 s 只拆除预应力拉索,钢柱限制结构运动,使得结构响应较小,在第 11 s 初二次拆除,钢柱失效,结构产生二次运动,动能二次增大;工况 3 拆除预应力拉索后,弹簧阻尼支座伴随主体结构产生竖向反复运动,阻尼单元产生滞回变形,耗散能量,弹簧单元的弹性势能和动能相互转换,使得结构动能平稳减小。在第 11 s 初进行二次拆除时结构还未进入平衡状态,动能并不产生二次增大。因此,弹簧阻尼支座能够减缓结构运动状态的急剧程度,减少结构突变运动的次数。



第1组拉杆系统拆除后,结构的应变能时程曲线如图8所示。从图8可以看出,在拆除杆件的瞬间,3种工况下结构的应变能猛然增大,在达到最大值后往复波动,逐步减小,最后趋于稳定。稳定时刻应变能从小到大大分别为工况1、工况2和工况3,此时均大于各自工况初始时刻的应变能。与工况1相比,工况2的应变能在前10 s小于工况1,在第11 s初产生二次增大,大于工况1。工况3应变能减小速度小于工况1和工况2。

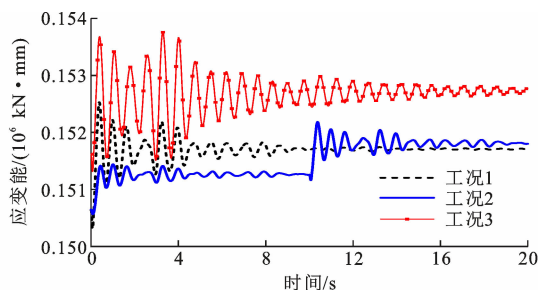


图8 结构应变能时程曲线1

Fig. 8 Time History Curves 1 of Structural Strain Energy

从结构应变能时程曲线可知,拆除杆件瞬间,结构冗余度减少,结构产生动态变化的构件内力重分布,动态变化的幅度随着时间的延长逐步减缓,最后结构达到新的平衡。此时,杆件的内力均大于拆除前的内力,使得结构应变能相应增大。工况2拆除预应力拉索后,钢柱自身内力增大,应变能变化集中体现在钢柱上,因此前10 s应变能变化最小,在第11 s初钢柱失效,结构二次运动,钢柱部分的内能释放到主体结构上。工况3拆除预应力拉索后,弹簧阻尼支座产生竖向反复位移,弹簧储存和释放能量,使得能量转换的次数增多,减缓能量的突变,杆件应力重分布的进程减慢,应变能大于工况1和工况2,总体相差不大。

第1组拉杆系统拆除后,拉杆系统平面内结构悬挑端竖向位移时程曲线如图9所示。从图9可以看出,在初始时刻,工况1、工况2的悬挑端竖向位移均为132 mm,小于工况3的144 mm。在拉杆拆除瞬间,3种工况下结构的悬挑端竖向位移猛然增大,在到达峰值后持续振荡,缓慢减小,最后趋于稳定。工况2在前10 s小于工况1,在第11 s初发生二次突变,二次峰值大于工况1,最后趋于稳定,与工况1相差不大。与工况1和工况2相比,工况3的竖向位移数值较大,位移减小速度较缓。

可见在初始状态,工况1和工况2中弹簧阻尼支座考虑成刚性拉杆,竖向刚度大于工况3,使得悬

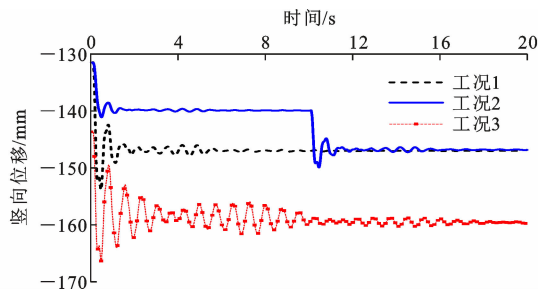


图9 悬挑端竖向位移时程曲线1

Fig. 9 Time History Curves 1 of Cantilever End Vertical Displacement

挑端竖向位移较小。在拆除杆件瞬间,3种工况下的悬挑端竖向位移均突然增大,在达到最大值后反复变化,最后趋于平衡。工况2在前10 s悬挑端最大竖向位移最小,在第11 s初产生二次增大,最后达到平衡状态,与工况1相差不大。工况3考虑弹簧刚度,在初始时刻的竖向位移数值大于工况1和工况2。拆除杆件后,弹簧阻尼支座能产生一定的竖向变形,增大了悬挑端的竖向变形幅度,使得竖向位移数值大于工况1和工况2。弹簧阻尼支座产生滞回变形,耗散能量,使得竖向变形不产生二次突变,位移缓慢减小。与初始状态相比,达到平衡状态后,工况1、工况2和工况3的位移增加量分别为14、14、15 mm,增幅分别为10.6%、10.6%和10.4%。悬挑长度为35 m,挠度分别为1/239、1/239和1/220,满足规范小于1/125的要求。

支座腹杆是结构的关键杆件,支座腹杆应力状态侧面反映整体结构的应力水平。第1组拉杆系统拆除后,提取支座腹杆的应力时程曲线,如图10所示。从图10可知,在初始时刻,工况1、工况2和工况3的支座腹杆应力分别为96、96、106 MPa。拆除杆件瞬间,3种工况下支座腹杆应力突然增加,3种工况应力峰值分别为119、118、133 MPa,比初始状态分别增大24%、24%和25%。此后缓慢减小,反复振荡,最终趋于平衡。工况2在前10 s小于工况1,在第11 s初突然二次增大,二次峰值略大于工况1,趋于平衡时与工况1相差不大。工况3应力在20 s内都处于反复振荡变化,大于工况1和工况2。在平衡状态时刻,工况1、工况2和工况3应力分别为118、117、132 MPa,比初始时刻分别增大23%、23%和25%。

可见支座未拆除前,工况3考虑阻尼支座的实际刚度时,竖向拉杆的刚度较弱,使得支座腹杆变形大于工况1和工况2。在拆除杆件瞬间,结构立即进入运动状态,支座腹杆被压缩,应力伴随变形状态



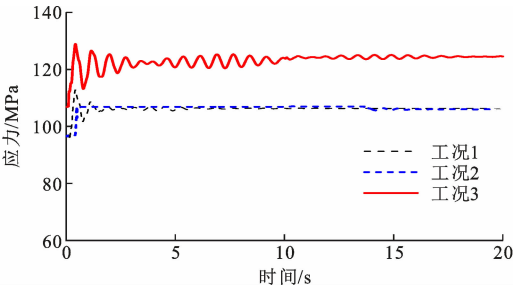


图 10 支座腹杆应力时程曲线 1

Fig. 10 Stress Time History Curves 1 of Web Member of Support

的时刻变化产生波动。弹簧阻尼支座的阻尼单元消耗部分能量,弹簧单元伴随主体结构产生变形,动能与弹簧弹性势能相互转换,使得杆件内力在动态过程中缓慢分布,且最终达到更均匀的状态。

提取第 2 组拉杆系统的弹簧阻尼支座的滞回曲线,研究弹簧阻尼支座中阻尼单元在第 1 组拉杆系统拆除过程中的性能,如图 11 所示。从图 11 可以看出,初始状态弹簧阻尼支座产生 19.7 mm 变形,此时阻尼力接近 0 kN。第一次达到最大位移 25 mm 时,阻尼力为 50 kN,此后支座无法回到初始位置,在每一次的滞回运动中,支座位移逐步增大后逐步减小,最大值趋于 25.6 mm。

可见在正常使用状态下,弹簧阻尼支座已经产生稳定的受拉变形。在第 1 组拉杆系统拆除后,结构整体往体育场内倾斜振荡,阻尼单元的变形随着结构的振荡往复变化,总体呈受拉单方向逐步增大,最大变形量趋于稳定,没有形成封闭的滞回曲线。

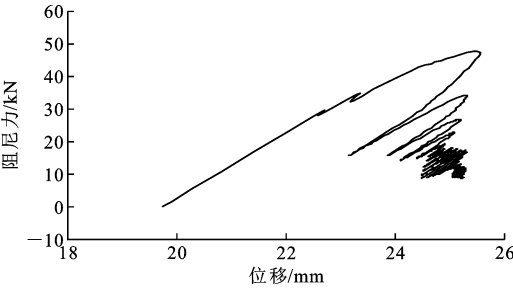


图 11 第 2 组系统阻尼单元滞回曲线

Fig. 11 Hysteretic Curve of Damping Unit of Group 2 System

4.2 第 2 组拉杆系统拆除

第 2 组拉杆系统拆除后,结构的动能、应变能时程曲线如图 12、13 所示。从图 12、13 可以看出,3 种工况下结构动能、应变能变化情况与第 1 组拉杆系统拆除相似。拆除构件后结构立即进入运动状态,动能、应变能均陡然增大,与第 1 组拉杆系统拆

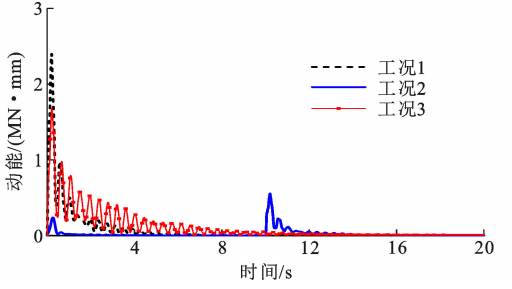


图 12 结构动能时程曲线 2

Fig. 12 Time History Curves 2 of Structural Kinetic Energy

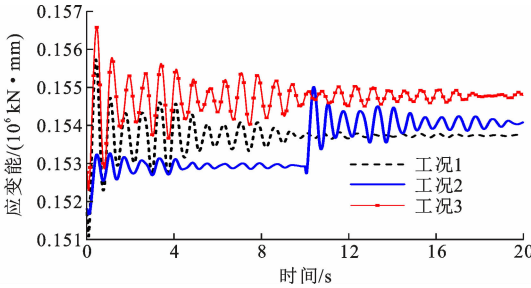


图 13 结构应变能时程曲线 2

Fig. 13 Time History Curves 2 of Structural Strain Energy

除相比有明显增幅。工况 1 动能峰值最大,工况 2 在第 11 s 初进行二次拆除,动能、应变能均在此时刻产生二次突变。工况 3 弹簧阻尼支座在杆件拆除后产生反复竖向变形,阻尼单元耗散能量,弹簧单元拉压交替,动能和弹性势能相互转换,使得动能、应变能振荡次数增加,缓慢减小。因此,工况 3 在第 11 s 拆除弹簧阻尼支座瞬间,结构响应不会发生明显突变,有利于整体结构的稳定。

第 2 组拉杆系统拆除后,结构悬挑端竖向位移时程与第 1 组拉杆系统拆除相似,如图 14 所示。从图 14 可以看出,3 种工况下,拆除杆件瞬间悬挑端竖向位移突然增大。工况 2 在第 11 s 二次拆除,位移二次增大,从 162 mm 增大到 184 mm,此后迅速减小,趋于稳定,悬挑端竖向位移稳定在 175 mm。在拆除杆件瞬间,工况 3 悬挑端的最大竖向位移从 160 mm 增大到 203 mm,位移最大增幅为 26.9%,此后趋于稳定,为 189 mm,比拆除前增大 18.1%。

第 2 组拉杆系统拆除后,支座腹杆的应力时程曲线与第 1 组拉杆系统拆除相似,如图 15 所示。从图 15 可以看出,拆除杆件瞬间,支座杆件应力猛然增大,此后往复振荡,趋于平衡。工况 2 在第 11 s 初二次拆除,应力二次增大,在达到峰值后迅速减小。工况 1、工况 2、工况 3 支座腹杆最大内力分别为 156、152、167 MPa,均远小于屈服强度,结构处于弹性范围。



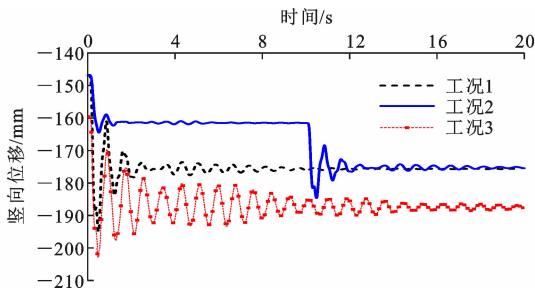


图 14 悬挑端竖向位移时程曲线 2

Fig. 14 Time History Curves 2 of Cantilever End Vertical Displacement

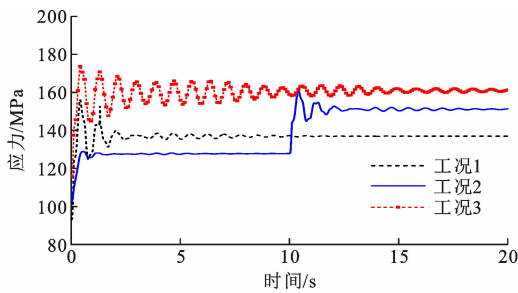


图 15 支座腹杆应力时程曲线 2

Fig. 15 Stress Time History Curves 2 of Web Member of Support

第 2 组拉杆系统拆除后,第 3 组拉杆系统中弹簧阻尼支座的滞回曲线与前一组拆除情况相似,如图 16 所示。从图 16 可以看出,初始状态弹簧阻尼支座产生 21.2 mm 变形,阻尼力为 8 kN。第一次达到最大位移 29 mm 时,阻尼力为 62 kN,此后支座无法回到初始位置,在每一次的滞回运动中,支座位移趋于稳定,为 29 mm。

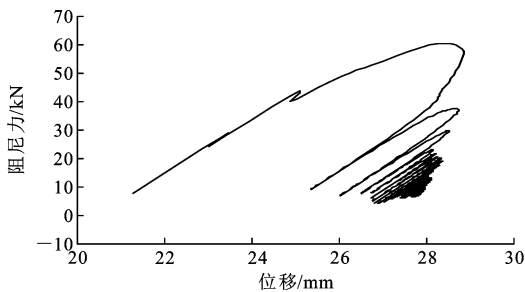


图 16 第 3 组系统阻尼单元滞回曲线

Fig. 16 Hysteretic Curve of Damping Unit of Group 3 System

在正常使用状态下,第 3 组弹簧阻尼支座已经产生稳定的受拉变形,大于第 2 组拉杆系统初始状态的变形。在第 2 组拉杆系统拆除后,随着结构整体往体育场内倾斜,阻尼单元的变形随着结构的振荡往复变化,总体呈受拉单方向逐步增大,但并不超过第一次增幅的最大值,最后趋于稳定,但没有形成

封闭的滞回曲线。随着拆除的进行,约束结构的构件减少,使得结构运动幅度增大,弹簧阻尼支座的变形增大。

### 4.3 第 3~7 组拉杆系统拆除

第 3~7 组拉杆拆除后,3 种工况的结构动能、应变能、悬挑端最大竖向位移和支座腹杆最大应力如表 1 所示。从表 1 可以看出。3 种工况下的动能峰值、应变能峰值和悬挑端最大位移均随着拆除组的增加而增大。在拆除同组拉杆系统时,工况 1、工况 3、工况 2 的动能峰值依次减小,与工况 1 相比,工况 2 和工况 3 的最大减小幅度分别为 59.9%和 45.9%;工况 1、工况 2、工况 3 的应变能依次减小,与工况 1 相比,工况 2 和工况 3 的应变能最大减小幅度分别为 6.6%和 8.9%。悬挑端的悬挑长度为 35 m,规范中该处的竖向位移为 280 mm,由表 1 还可知,3 种工况均在第 3 组拉杆系统拆除后最大竖向位移超出规范限值,3 种工况下拆除构件过程中悬挑端最大竖向位移均为 387 mm,挠度为 1/90。3 种工况下,支座腹杆均在第 4 组拉杆系统拆除后应力第一次达到屈服强度 345 MPa,此时工况 1、工况 2 和工况 3 的应力依次减小,分别为 370、352、347 MPa。3 种工况在拉杆系统拆除过程中,最大应力均在第 6 组拉杆系统拆除后产生,分别为 381、384、383 MPa,小于极限抗拉强度 470 MPa,杆件未失效。

### 4.4 结构防连续倒塌性能评价

所有拉杆系统拆除过程中,3 种工况下结构的应变能时程曲线如图 17 所示。从图 17 可以看出,在第 1 组、第 2 组拉杆系统拆除后,3 种工况下结构应变能整体相差不大。在第 3 组拉杆系统拆除后,工况 1、工况 2、工况 3 的应变能增幅依次减小。在最末端时刻,工况 2 比工况 1 减小 6.6%,工况 3 比工况 1、工况 2 分别减小 9.2%和 3.8%。

可见在第 3 组拉杆系统拆除后,3 种工况下结构内力重分布的状态发生了改变。第 1、2 拆除组均只拆除 1 组拉杆系统,剩余拉杆系统对主体结构仍然有较强的约束作用。当第 3 组拆除后,拉杆系统竖向约束减弱,结构振动幅度明显增大。弹簧阻尼支座产生滞回变形,耗散能量,减缓了结构应变能的变化幅度,减小杆件分担的能量,使得构件内力均匀变化。

为对比非线性动力分析方法与静力分析方法计算结果的差异,提取 3 种工况和静力分析方法下所有拉杆系统拆除后结构达到最后平衡状态的竖向位



表 1 各项指标最大值  
Table 1 Maximum Value of Each Index

| 拆除组 | 工况 1            |                      |                      |                    | 工况 2            |                      |                      |                    | 工况 3            |                      |                      |                    |
|-----|-----------------|----------------------|----------------------|--------------------|-----------------|----------------------|----------------------|--------------------|-----------------|----------------------|----------------------|--------------------|
|     | 动能峰值/<br>(kN·m) | 应变能<br>峰值/<br>(kN·m) | 悬挑端最<br>大竖向位<br>移/mm | 腹杆最大<br>应力/<br>MPa | 动能峰值/<br>(kN·m) | 应变能<br>峰值/<br>(kN·m) | 悬挑端最<br>大竖向位<br>移/mm | 腹杆最<br>大应力/<br>MPa | 动能峰值/<br>(kN·m) | 应变能<br>峰值/<br>(kN·m) | 悬挑端最<br>大竖向位<br>移/mm | 腹杆最大<br>应力/<br>MPa |
| 3   | 20 871          | 1 614                | 237                  | 299                | 7 763           | 1 624                | 232                  | 271                | 11 296          | 1 619                | 232                  | 284                |
| 4   | 23 336          | 1 862                | 353                  | 370                | 9 550           | 1 726                | 335                  | 352                | 16 894          | 1 695                | 311                  | 347                |
| 5   | 24 217          | 1 866                | 348                  | 273                | 9 718           | 1 756                | 343                  | 311                | 17 032          | 1 712                | 340                  | 307                |
| 6   | 31 635          | 1 895                | 367                  | 381                | 31 541          | 1 789                | 367                  | 384                | 31 255          | 1 741                | 369                  | 383                |
| 7   | 38 653          | 1 983                | 387                  | 311                | 38 454          | 1 895                | 387                  | 320                | 38 021          | 1 926                | 387                  | 320                |

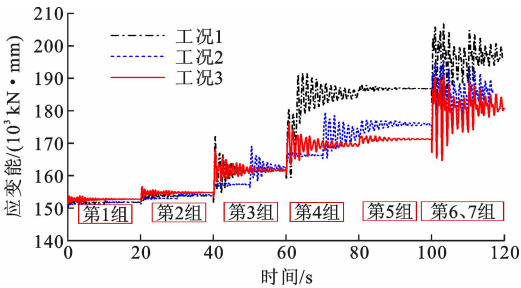


图 17 结构应变能时程曲线 3

Fig. 17 Time History Curve 3 of Structural Strain Energy  
移云图,如图 18 所示。从图 18 可以看出,3 种工况下结构最大竖向位移均在西看台上方产生。结构达到平衡状态时,工况 1、工况 2、工况 3 和静力分析方法的竖向位移分别为 386、386、387、383 mm。可见,所有拉杆系统全部拆除后,结构未发生连续性坍塌。采用非线性动力分析方法时,不同拆除顺序、弹簧阻尼支座的不同模拟方法对最终时刻节点竖向位移影响不大。非线性动力方法计算结果略大于静力分析方法,采用非线性动力分析方法偏于安全。

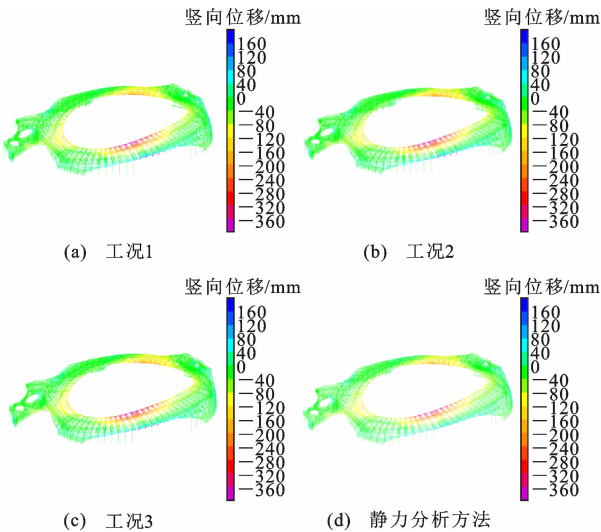


图 18 结构竖向位移云图

Fig. 18 Vertical Displacement Nephogram of Structure

为进一步对比非线性动力分析方法与静力分析方法计算结果的差异,提取 3 种工况和静力分析方法下拉杆系统拆除过程中支座腹杆的应力时程曲线,如图 19 所示。从图 19 可以看出,采用非线性动力分析方法得到的关键构件应力曲线随时间延长而变化,最后趋于稳定,静力分析方法得到的是定值。除第 5 组拉杆系统拆除外,非线性动力方法计算的峰值应力均大于静力分析方法。根据拆除工况可知,第 4、5、6 组分别拆除 3、1、3 组拉杆系统。由于第 4 组拆除 3 组拉杆系统后结构振动幅度较大,在进行第 5 组拆除时结构内力重分布并未完全完成,第 5 组只拆除 1 组拉杆系统,结构振荡幅度未发生明显变化,使得该拆除组的应力水平低于第 4 组。第 6 组拆除 3 组拉杆系统,结构变形瞬间明显增大,支座腹杆应力再次陡增。可见采用非线性动力分析方法可以更确切地模拟构件拆除后结构的响应,与静力分析方法相比,偏于安全。

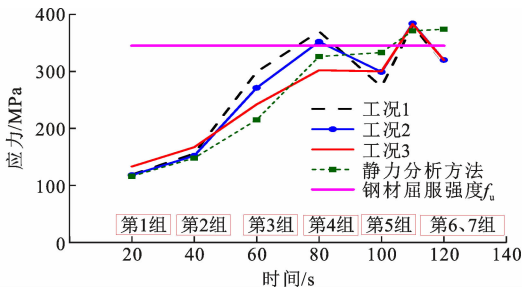


图 19 支座腹杆应力时程曲线 3

Fig. 19 Stress Time History Curves 3 of Web Member of Support

随着拉杆系统的拆除,弹簧阻尼支座的减振优势越发明显,特别是在第 4 组。工况 2 考虑钢柱的刚度效应,在分步拆除时支座腹杆应力二次猛增,加剧结构的动态响应,可以认为,二次拆除才是工况 2 真正意义上的拉杆系统失效。弹簧阻尼支座的阻尼单元消耗部分能量,弹簧单元使结构动能与弹簧弹



性势能相互转换,杆件内力在动态过程中缓慢分布,避免在分步拆除过程中应力出现二次猛增的不利影响,也使得构件应力变化幅度小于工况1时的一次拆除。

拆除拉杆系统过程中,弹簧阻尼支座的耗能曲线如图20所示。从图20可以看出,在每组拉杆系统拆除后,弹簧阻尼支座的耗能能力迅速增大,大约持续1s后,耗能能力趋于平稳。第1组、第2组拉杆系统拆除后弹簧阻尼支座的耗能能力明显小于第3组、第4组。可见随着拉杆系统的逐步拆除,结构竖向约束逐渐减少,拉杆系统拆除后结构的竖向变形与振幅逐步增大,使得弹簧阻尼支座的耗能能力增强。

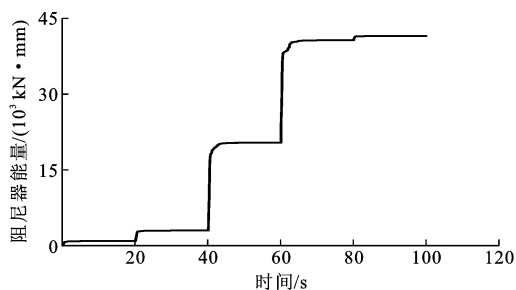


图20 弹簧阻尼支座耗能曲线

Fig. 20 Energy Consumption Curve of Spring Damping Support

## 5 结 语

(1)体育场钢结构屋盖的抗连续倒塌能力良好,拉杆系统连续失效结构后悬挑端最大竖向位移为387 mm,挠度为1/90,不会导致结构整体倒塌。

(2)构件拆除后,结构立即进入运动状态,结构动能、应变能、悬挑端竖向位移、支座腹杆应力均在拆除瞬间陡增,达到峰值后逐步减小,并随时间反复振荡,最后趋于稳定,结构重新达到稳定平衡。

(3)在拆除同组拉杆系统时,工况1、工况3、工况2的动能峰值依次减小,与工况1相比,工况2和工况3的最大减小幅度分别为59.9%和45.9%;工况1、工况2、工况3的应变能依次减小,与工况1相比,工况2和工况3的应变能最大减小幅度分别为6.6%和8.9%。

(4)拉杆系统拆除过程中,最大应力在第6组拉杆系统拆除后产生,工况1、工况2和工况3最大应力分别为381、384、383 MPa,小于极限抗拉强度470 MPa,杆件未失效。

(5)采用非线性动力方法计算的悬挑端竖向位移、关键杆件应力略大于静力分析方法,采用非线性

动力分析方法偏于安全。

(6)弹簧阻尼支座能有效减小结构动力响应,提高结构防连续倒塌能力,其减振效果受弹簧和阻尼共同影响。

(7)当结构采用了弹簧阻尼支座等消能部件时,对结构进行抗连续倒塌分析时应采用动力非线性分析方法考虑消能部件的有利影响。

## 参考文献:

### References:

- [1] 陆新征,廖文杰,林楷奇,等.我国工程结构防连续倒塌研究:回顾与展望[J].建筑结构,2019,49(19):102-112,135.  
LU Xin-zheng, LIAO Wen-jie, LIN Kai-qi, et al. Research Progress of the Progressive Collapse Prevention of Engineering Structures in China: A Review and Prospect[J]. Building Structure, 2019, 49(19): 102-112, 135.
- [2] 黄 华,黄 敏,郭洁娜,等.RC框架结构连续倒塌影响因素与破坏机制的研究现状[J].建筑科学与工程学报,2018,35(6):29-40.  
HUANG Hua, HUANG Min, GUO Jie-na, et al. Research Status on Influencing Factors and Failure Mechanism for RC Frame Structural Progressive Collapse[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2018, 35(6): 29-40.
- [3] 赵宪忠,闫 伸,陈以一.大跨度空间结构连续性倒塌研究方法与现状[J].建筑结构学报,2013,34(4):1-14.  
ZHAO Xian-zhong, YAN Shen, CHEN Yi-yi. A Review on Progressive Collapse Study for Large-span Space Structures[J]. Journal of Building Structures, 2013, 34(4): 1-14.
- [4] 陆新征,李 易,叶列平,等.钢筋混凝土框架结构抗连续倒塌设计方法的研究[J].工程力学,2008,25(增2):150-157.  
LU Xin-zheng, LI Yi, YE Lie-ping, et al. Study on Design Method to Resist Progressive Collapse for Reinforced Concrete Frames[J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(S2): 150-157.
- [5] 黄 华,刘伯权,张彬彬,等.钢筋混凝土抗震框架连续倒塌行为分析[J].建筑科学与工程学报,2014,31(4):35-44.  
HUANG Hua, LIU Bo-quan, ZHANG Bin-bin, et al. Analysis of Progressive Collapse Behavior of Earthquake-resistant Reinforced Concrete Frame[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2014, 31(4): 35-44.



- [6] 张望喜,曹亚栋.装配式混凝土框架结构防连续倒塌研究中的几个问题[J].建筑科学与工程学报,2017,34(5):101-112.  
ZHANG Wang-xi, CAO Ya-dong. Several Problems in Research on Progressive Collapse of Precast Concrete Frame Structures[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2017, 34(5): 101-112.
- [7] 高山,魏民,徐嫚.支撑钢框架中关键柱破坏后结构抗倒塌性能分析[J].建筑科学与工程学报,2013,30(1):66-73.  
GAO Shan, WEI Min, XU Man. Performance Analysis of Structural Resist Progressive Collapse of Braced Steel Frames After Destruction of Key Column[J]. Journal of Architecture and Civil Engineering, 2013, 30(1): 66-73.
- [8] 建筑结构抗倒塌设计规范: T/CECS 392:2021[S].北京:中国计划出版社,2021.  
Code for Anti-collapse Design of Building Structures: T/CECS 392:2021[S]. Beijing: China Planning Press, 2021.
- [9] 建筑结构荷载规范: GB 50009—2012[S].北京:中国建筑工业出版社,2012.  
Load Code for the Design of Building Structures: GB 50009—2012 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2012.
- [10] 建筑结构可靠性设计统一标准: GB 50068—2018[S].北京:中国建筑工业出版社,2018.  
Unified Standard for Reliability Design of Building Structures: GB 50068—2018 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2018.
- [11] 中华人民共和国国务院.建设工程抗震管理条例[J].中华人民共和国国务院公报,2021(23):13-19.  
State Council of the People's Republic of China. Regulations on Anti-seismic Management of Construction Projects [J]. Gazette of the State Council of the People's Republic of China, 2021(23): 13-19.
- [12] 蔡建国,王峰岚,张晋,等.大跨空间结构连续倒塌分析若干问题探讨[J].工程力学,2012,29(3):143-149.  
CAI Jian-guo, WANG Feng-lan, ZHANG Jin, et al. Discussion on the Progressive Collapse Analysis of Long-span Space Structures[J]. Engineering Mechanics, 2012, 29(3): 143-149.
- [13] 杜永峰,朱翔,陆新征,等.超长复杂隔震结构抗连续倒塌性能分析[J].土木工程学报,2016,49(增1):90-95.  
DU Yong-feng, ZHU Xiang, LU Xin-zheng, et al. Analysis on Progressive Collapse Resistance of Long Complicated Isolated Structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2016, 49(S1): 90-95.
- [14] 丁阳,宋晓然,师燕超,等.考虑节点影响的钢框架结构连续倒塌分析[J].建筑结构学报,2015,36(12):11-18.  
DING Yang, SONG Xiao-ran, SHI Yan-chao, et al. Progressive Collapse Analysis of Steel Frame Structures Considering Influence of Steel Connection[J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(12): 11-18.
- [15] 张月强,丁洁民,张峥.大跨度钢结构抗连续倒塌动力分析关键问题研究[J].建筑结构学报,2014,35(4):49-56.  
ZHANG Yue-qiang, DING Jie-min, ZHANG Zheng. Study on Key Issues of Dynamic Analysis for Anti-progressive Collapse of Large Span Steel Structure [J]. Journal of Building Structures, 2014, 35(4): 49-56.
- [16] 程东辉,杨燕红.基于拆除构件法的建筑结构抗连续倒塌研究进展[J].四川建筑科学研究,2017,43(6):13-18.  
CHENG Dong-hui, YANG Yan-hong. A Review on Progressive Collapse Resistance Research Progress of Structure Based on Alternate Load Path Method[J]. Sichuan Building Science, 2017, 43(6): 13-18.
- [17] 区彤,徐昕,谭坚,等.横琴发展大厦结构抗连续倒塌设计[J].建筑钢结构进展,2016,18(2):54-60.  
OU Tong, XU Xin, TAN Jian, et al. Structural Design to Resist Progressive Collapse of Hengqin Development Building [J]. Progress in Steel Building Structures, 2016, 18(2): 54-60.
- [18] 姜健,李国强.建筑钢结构抗连续性倒塌各国规范设计及分析[J].解放军理工大学学报(自然科学版),2014,15(6):540-551.  
JIANG Jian, LI Guo-qiang. Design Method and Analysis of National Standards for Steel Structures Against Progressive Collapse [J]. Journal of PLA University of Science and Technology (Natural Science Edition), 2014, 15(6): 540-551.
- [19] 何明胜,石桂菊,张红彬,等.调谐质量减震技术的研究及其应用前景[J].石河子大学学报(自然科学版),2010,28(5):618-624.  
HE Ming-sheng, SHI Gui-ju, ZHANG Hong-bin, et al. Development of Research and Application of Tuned Control [J]. Journal of Shihezi University (Natural Science), 2010, 28(5): 618-624.