

## 3·11大地震中大空间结构破坏主因及加固对策

张瑞甫<sup>1 2</sup> 曹淼<sup>3</sup> 唐和生<sup>1</sup> 谢丽宇<sup>1</sup> 薛松涛<sup>1 4 \*</sup>

(1. 同济大学结构工程与防灾研究所, 上海 200092; 2. 东北大学灾害科学国际研究所, 日本 仙台 980-8579;  
3. 大和住宅工业(株)综合技术研究所, 日本 奈良 631-0801; 4. 东北工业大学建筑系, 日本 仙台 982-8577)

**摘要** 通过对日本3·11大地震的震后现场调查,发现既有大跨空间结构梁柱连接节点的设计假定与真实情况不符。本次地震造成了这类建筑钢屋架与混凝土柱的连接部位普遍存在不同程度的损坏,在同类建筑中,作为灾民临时避难安置场所的500余座体育馆建筑,存在极大的安全隐患。为了探究这类损伤的原因,建立了某一体育馆的结构整体模型和连接部位的精细化弹塑性模型,并有针对性地提出了在连接处安装橡胶垫的加固方法,通过数值模拟计算和现场实测证明这是一种有效易行的节点连接加固方法。

**关键词** 节点,螺栓损坏,东日本大地震,大空间结构,加固

DOI:10.15935/j.cnki.jggcs.2015.02.004

### Study on the Joint Damage and Retrofitting of a Large Span Structure after the Great East Japan Earthquake

ZHANG Ruifu<sup>1 2</sup> CAO Miao<sup>3</sup> TANG Hesheng<sup>1</sup> XIE Liyu<sup>1</sup> XUE Songtao<sup>1 4 \*</sup>

(1. Research Institute of Structural Engineering and Disaster Reduction, Tongji University, Shanghai 200092, China;  
2. International Research Institute of Disaster Science, Tohoku University, Sendai 980-8579, Japan;  
3. Technical Research Institute, Daiwa House Industry Co., Ltd., Nara 631-0801, Japan;  
4. Department of Architecture, Tohoku Institute of Technology, Sendai 982-8577, Japan)

**Abstract** According to the survey for the Great East Japan Earthquake, the traditional calculation assumption of the beam column connection of large span structures was found that it cannot reflect real situation properly. During the earthquake, around 500 stadium buildings served as temporary refuges in Tohoku area got damage, especially the connections between the steel roofs and the RC columns, which indicated the potential risks in similar buildings. For further investigation of the failure mechanism, the global structure model and local elastoplasticity model for the connection are set up. A retrofit method by using rubber blanket as bearing supporters in the connections is presented and investigated. The numerical simulation and site test results show the validity of the proposed method.

**Keywords** joint, bolt damage, the Great East Japan Earthquake, large space structure, retrofit

## 1 引言

目前世界各国大量使用钢屋架同混凝土框架柱或剪力墙结构组成的既有大空间建筑体系,这也是中国和日本公共建筑主要结构形式之一,

而且通常是作为地震发生时灾民临时避难的安置场所。这些大空间公共建筑结构,一旦在地震中破坏坍塌,后果往往非常严重,以往发生的大地震已经证明这种破坏的风险是高度存在的。

2011年3月11日日本东北海岸遭受里氏9.0级的大地震袭击,导致大量人员伤亡和巨额

收稿日期:2015-01-12

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51478356);日本学术振兴会科学研究助成基金(26420559)

\* 联系作者,Email:xue@tongji.edu.cn

财产损失。地震破坏了大量建筑,并造成城市功能的大面积瘫痪,迫使人群住进临时避难场所,而在日本灾区最主要的避难场所就是体育馆。但在震后应急评估中发现,大多数由钢屋架和混凝土柱组成的体育馆建筑的屋顶和混凝土柱的连接处在地震中受到不同程度的损坏。这种破坏现象给避难场所带来极大的安全隐患,因此体育馆也存在在余震中坍塌的可能,并有可能造成更为严重的次生灾害。

日本建筑防灾协会在震后对此类建筑进行了一系列调查,并根据震后损伤判别标准做出了相应的震害评估<sup>[1-2]</sup>,Koyama等<sup>[3]</sup>一些学者分析了此类大空间结构钢屋架破坏的原因。在我国2008年的汶川地震以及2013年的芦山地震中<sup>[4]</sup>,屋架和混凝土柱连接部位也发生了类似的破坏现象,并造成大量人员伤亡。因此,实际震害现象已经证明由钢屋架和混凝土柱组成的大空间结构,混凝土柱顶端的节点连接螺栓极易在地震中发生损坏。然而,受传统结构设计中梁柱简化计算分析的限制,钢屋架连接节点的精细化设计并没有受到足够的重视,这方面的加固案例也较为少见,但是实际震害提醒我们在结构设计中连接的细部设计方法有待改进。

本文以一典型的日本灾区体育馆为例,说明钢屋架与柱顶端连接部位破坏产生的原因和解决方法。在具体的研究中,利用了不同的有限元软件建立模型,说明在结构设计中节点精细化分析设计的必要性和重要性。文中首先利用结构设计分析软件建立结构整体模型,并获得整体结构的动力特性和时程响应数据;然后利用这些数据作为精细化模型分析的条件,对钢屋架与混凝土柱顶端连接螺栓的弹塑性破坏机理进行模拟,分析探究了柱顶端连接螺栓拔出和剪切破坏的原因;通过对破坏原因的判断,提出了柱端连接加固的措施,并分析和讨论了加固前后结构的性能变化。

## 2 体育馆的结构概况与震害描述

日本名取体育馆位于日本仙台,是一座典型的由钢结构屋顶和混凝土柱组成的大空间结构。在2011年日本东北大地震中,其破坏主要出现在钢屋架与混凝土柱顶端的连接部位。图1为体育馆建筑的全景图,图2所示为结构的平面图,立面图在图3中列出(轴④-⑩)。图中以东西向作

为X轴,南北向作为Y轴。结构柱顶连接部位螺栓的破坏情况如图4所示,在这张图片中可以发现连接处的部分螺栓被完全拔出,并伴有螺栓断裂以及剪切破坏的情况。



图1 名取公共体育馆

Fig. 1 Overview of Natori Public Stadium

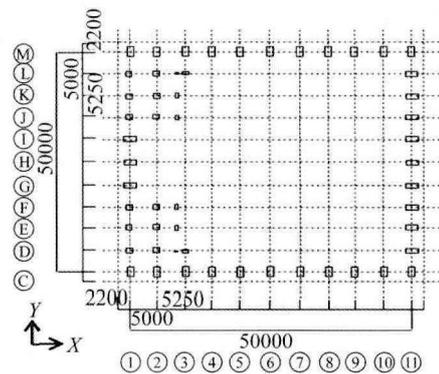


图2 结构平面图

Fig. 2 Plan layout of the structure

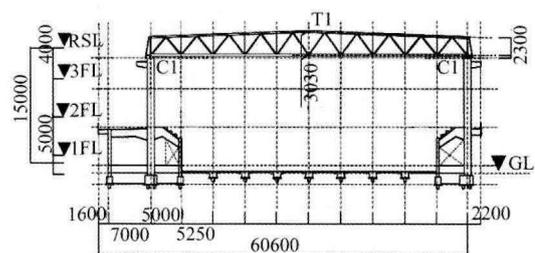


图3 结构立面图(轴④-⑩)

Fig. 3 Elevation of the structure (Axis: ④-⑩)

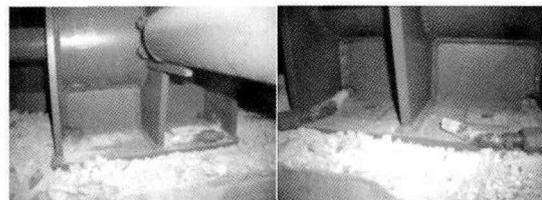


图4 钢屋架与混凝土柱端连接螺栓的破坏情况(C-1, C-3轴)

Fig. 4 Damage of the bolts connecting steel roof and concrete column (Axis: C-1, C-3)

### 3 整体结构的抗震性能和连接螺栓的震害分析

#### 3.1 柱端连接破坏成因分析

为了探明钢屋架与柱端连接(图 5)破坏的实际原因,首先推测连接的破坏过程。假定柱端连接板开裂以及螺栓脱落是由以下原因造成:

(1) 在遭遇强震时,与钢屋架相接的混凝土柱,会产生水平方向上的运动,如图 6 所示。由于柱子的变形,导致柱顶部原有保持在水平面上的顶面开始倾斜,如图 7 所示。

(2) 地震引起混凝土柱在水平方向的运动,也带动了钢屋架的水平向运动,但钢屋架具有远大于柱子的水平刚度,在计算中常近似为无限刚度。此外,由于钢屋架在四周均设有混凝土柱支撑,使钢屋架始终保持水平运动,无法同柱顶端顶面一样产生一致倾斜的变形,如图 7 所示。

(3) 基于上述两点假设,可以了解到混凝土柱的顶部与钢屋架在地震时无法协调变形。那么对连接螺栓而言,则受到了剪力、弯矩和拉力的共同作用。

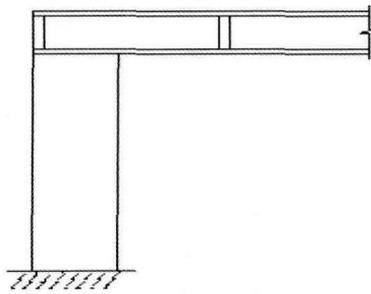


图 5 钢屋架和混凝土柱的连接

Fig. 5 Connection between concrete column and steel roof

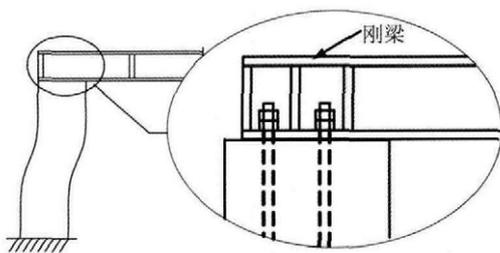


图 6 设计简化的柱端变形(文献和设计软件假设条件)

Fig. 6 Deformation of connection simplified by design method (Assumption used in references and commercial software)

在上述三点假设的基础上,通过下面的方法对此问题进行分析研究:

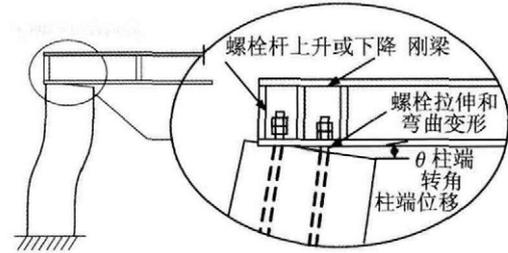


图 7 考虑倾斜时混凝土柱端的实际变形

Fig. 7 Actual deformation of the concrete column end considering the inclination

(1) 首先通过线性分析获得结构整体动力特性和响应。运用结构设计分析软件 SAP2000 建立整体结构模型并进行计算分析<sup>[5-8]</sup>,得出整体结构的动力特性和柱顶截面的最大位移响应。由于此分析是基于线性求解的,整体结构模型无法在分析中考虑柱端截面倾斜的影响,如图 6 所示。

(2) 其次通过非线性分析获得结构局部动力特性和响应。建立如图 6、图 7 圈内部分的混凝土柱和钢屋架连接的局部精细化模型<sup>[5-8]</sup>。在通用有限元软件中,精细化模型能够较如实地反映柱端截面的倾斜,还能考虑材料的不同属性(如钢筋、混凝土、砂浆和橡胶垫等)对连接细部的影响。在上一步中获得的连接处的动力响应在精细化模型中可以作为加载条件。在精细化模型中,对柱顶端截面施加荷载,直至柱顶水平位移达到最大响应位移时停止加载,并计算出螺栓的应力和应变。这样可以通过螺栓的应力变化以及变形情况,来分析螺栓的抗震承载力和破坏成因。

#### 3.2 整体结构模型的位移响应分析

实例所示的未加固前的体育馆钢屋架与混凝土柱通过连接钢板连接,采用高强螺栓进行固定。首先使用常用的结构设计分析软件 SAP2000 建立了体育馆的整体模型(图 8),输入距离体育馆最近站点采集到的地震波(图 9,苦竹 3 · 11 地震波时程,场地特征周期位于 0.1 ~ 0.2 s 之间)进行分析,可以分别得到钢屋架同混凝土柱顶端刚性连接、铰接和刚-铰连接情况下的结构动力特性和响应数据(表 1)。

在表 1 中,刚-刚连接表示屋架两端与混凝土柱都是刚性连接;刚-铰连接为屋架一端采用刚性连接,而另一端采用铰接;而铰接则意味着屋架两端都是铰接。表中的最大位移是苦竹 3 · 11 地震波产生柱顶(柱 C-7)的最大响应位移,括号内的

时间则为发生最大响应的时刻。从表中的数据来看(自振频率、柱顶位移及加速度),不同的连接方式并没有对体育馆结构的整体响应产生明显的影响,这也说明采用传统的设计分析软件建立的整体结构模型无法模拟体育馆屋架与混凝土柱连接破坏的实际情况。

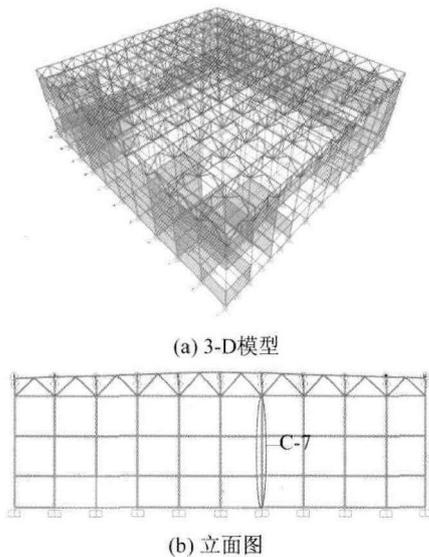


图 8 SAP2000 建立的分析模型  
Fig. 8 Structural model by SAP2000

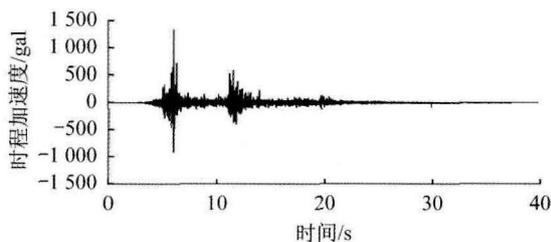


图 9 苦竹 3·11 地震波  
Fig. 9 Nigatake seismic wave in 3·11 Earthquake

表 1 不同连接方式的分析结果  
Table 1 Analysis results of different connecting ways

特征值		刚-刚连接	刚-铰连接	铰连接
自振频率/Hz	南北向	2.484	2.484	2.484
	东西向	2.409	2.409	2.409
最大位移响应/cm		12.95	12.92	12.90
		(11.37/s)	(11.37/s)	(11.37/s)
最大加速度响应/gal		3 277	3 271	3 271
		(11.36/s)	(11.36/s)	(11.36/s)

### 3.3 连接螺栓破坏的有限元模型精细模拟

虽然在结构的设计分析过程中,可以建立结构

整体的精细化有限元模型,然而所消耗的人力、时间以及所需的计算机资源往往难以满足要求。而常见的结构设计分析软件其构件往往采用简化的单元,特别是难以满足细部设计的需要。因此可以采取整体建模和局部精细化建模的混合建模分析方法。这种方法的要点是整体模型和局部精细化模型的协调性问题。在大多数情况下,可以通过整体结构模型的分析获得结构局部的地震响应,并将此响应值作为局部精细化模型的分析条件。

本文所述的实例建筑,其钢屋顶相对于柱变形符合刚性假定。在地震作用下结构每个柱端的水平变形一致,这样可以通过建立一个柱端连接的精细化模型来模拟所有柱的变形情况。实例中选择了 C-7 柱对其进行精细化模拟,柱端构造如图 10 所示。为了结构设计安全和简化计算的需要,选择 3.2 节整体模型计算得到的柱顶最大水平位移地震响应作为局部模型的分析条件,即在局部模型的分析中,施加静力荷载后,局部模型与整体模型有相同的水平位移。这样可以使局部模型的分析同整体模型的分析相协调。对精细化的局部模型进行弹塑性静力分析,就可以较精确地模拟柱端连接的破坏情况。通过第 2 节震害分析可以了解到,连接螺栓破坏是由柱端的转角、柱端的倾角以及柱体本身的横向剪切变形这三种位移形式引起的。弹塑性分析中,分别对局部模型施加对应所述三种位移形式的荷载工况:柱端转角对应的弯矩,柱端倾角对应的竖向荷载及产生剪切变形的水平荷载。三种荷载工况逐一分析时,逐渐增大荷载直至柱顶端的最大水平位移同整体模型中的最大水平位移相同为止。

#### 3.3.1 考虑转角位移的柱端连接分析结果

通过此前的结构整体性能分析,可以得到柱端的弯矩。建立如图 11 (a) 所示的有限元分析模型,其中浅灰色部分代表钢筋混凝土柱,钢板布置在混凝土柱端部,钢板上突起的部分代表螺栓。图中箭头表示了柱端荷载的加载方向。在施加弯矩作用的过程中,上部的 4 个固定螺栓和顶部钢板用来模拟屋架和连接螺栓所受地震荷载的影响;当柱顶的水平位移达到柱顶最大响应位移时停止加载,加载后螺栓和连接板的变形如图 11 (b) 和图 11 (c) 所示。根据加载记录可得到如图 11 (d) 所示螺栓 1 和螺栓 2 的应力-应变关系,从该图中可以看出螺栓 1 的应变已经达到造成破坏的开裂程度。

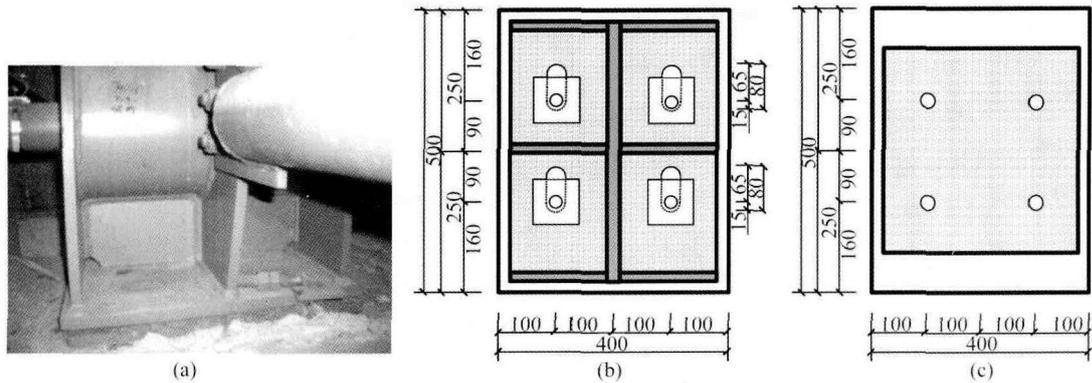


图 10 C-7 连接部位的细部构造以及实际照片 (单位: mm)

Fig. 10 Detail drawing and photo of the C-7 connection part (Unit: mm)

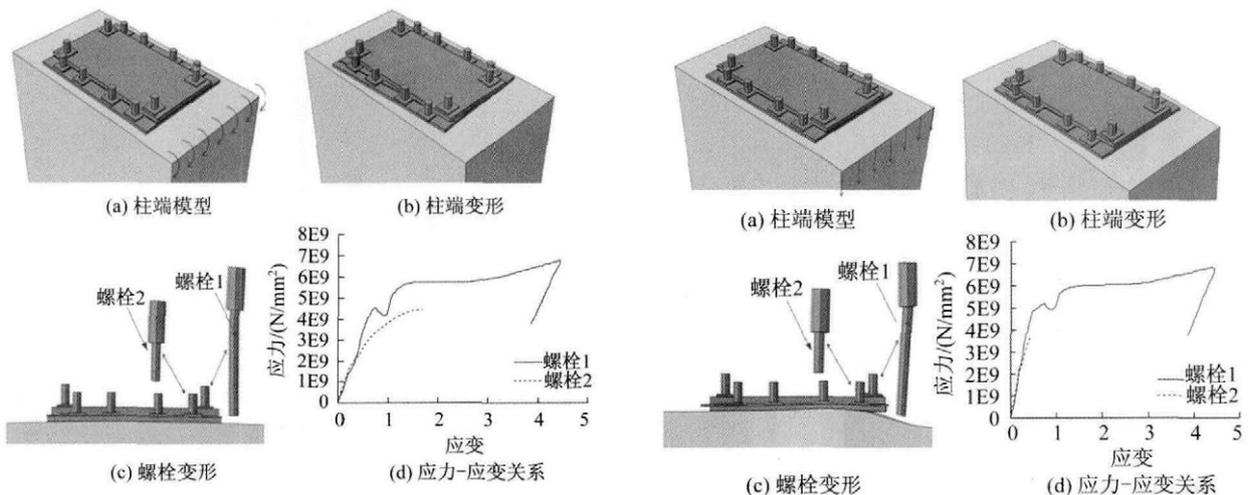


图 11 考虑转角位移的柱顶连接分析结果

Fig. 11 Analysis result of the column end under the bending moment

图 12 考虑倾角位移的柱端分析结果

Fig. 12 Analysis result of the column end under the vertical tension

### 3.3.2 考虑倾角位移的柱顶连接分析结果

实例中柱的高度为  $H = 1\ 500\ \text{cm}$ , 在整体模型分析中得到的水平位移响应  $\delta = 13\ \text{cm}$ 。受柱和钢屋架相对刚度的影响, 可认为柱端截面倾角的值在 0 到  $\delta / H$  之间。考虑到安全冗余的因素, 这里可近似认为柱端截面倾角为  $\delta / 1.5H$ , 得到柱的转角为  $0.006\ \text{rad}$ 。由于柱端截面倾角和柱转角相等, 计算得到柱顶端截面一侧下降了  $3\ \text{mm}$ 。如图 12(a) 所示, 在柱端截面一侧施加一个能使该侧边产生  $3\ \text{mm}$  竖向位移的分布荷载; 在施加荷载的过程中, 固定顶部钢板用来模拟屋架的刚性约束; 当柱顶最大水平位移达到柱顶最大响应位移时停止加载。钢板和螺栓变形情况如图 12(b) 和图 12(c) 所示。通过加载记录得到如图 12(d) 所示螺栓 1 和螺栓 2 应力-应变关系, 其中螺栓 1 的应变达到了造成破坏的开裂程度。

### 3.3.3 考虑剪切变形的柱顶连接分析结果

为了得到整体模型分析中柱顶的最大水平位移响应, 在局部精细化模型的柱端施加一个沿水平方向的分布力来模拟柱子的剪切变形的影响, 如图 13(a) 所示。在有限元模型中, 保持顶部钢板水平, 固定混凝土柱下部, 上部施加水平向力, 来模拟柱身的变形, 当柱顶位移达到最大响应位移时停止加载。钢板及螺栓的变形情况如图 13(b) 和图 13(c) 所示。根据加载记录可得到如图 13(d) 的螺栓 1 和螺栓 2 的应力-应变曲线, 从图中可以看出螺栓 1 的应变达到了造成破坏的开裂程度。

## 4 加固方法基于有限元分析的验证

本文算例的体育馆在震后进行了加固改造, 本节将对加固的效果予以验证。受到地震破坏的

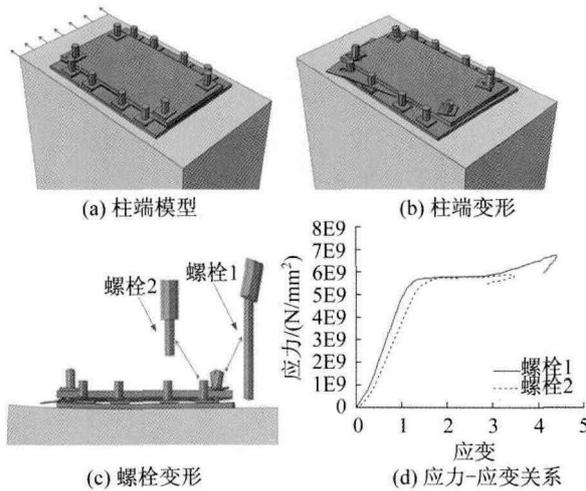


图 13 考虑剪切变形的柱顶连接分析结果  
Fig. 13 Analysis result of the column end under the horizontal tension

体育馆建筑柱顶螺栓连接,其加固方法是将 8 cm 厚的橡胶垫安装于柱顶端和钢屋架连接钢板之间,如图 14(a)所示。为了验证加固效果,将橡胶垫模型分别置于精细化局部模型和 SAP2000 整体结构模型中进行分析。由于橡胶垫的非线性性质,它的力学属性非常复杂,在有限元模型中使用了最简单的 Neo-Hooke 模型进行模拟。图 15 中分别表示了精细化模型分析中柱端转角位移(图 15(a))、倾角位移(图 15(b))以及剪切变形图(图 15(c))影响下的螺栓应力-应变分析结果,从中可以看出加固后连接部位的安全性得到了保障。如图 16(a)、图 16(b)所示,用橡胶垫加固后,钢屋架南北向地震响应位移较加固前有所增大。为了进一步验证加固前后结构动力特性的变化,在加固前后分别对结构的自振频率进行了常时微动测试,如图 17 所示,从图中可以看出,算例体育馆在利用橡胶垫加固前后,其自振频率并没有显著改变。这说明加固措施并没有影响主结构对于场地条件的适应性。

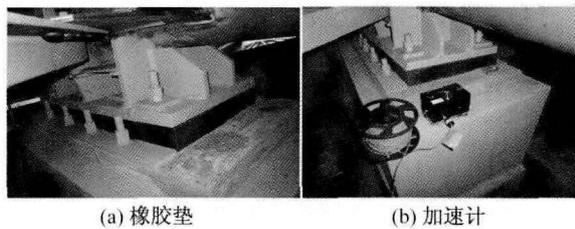


图 14 8 cm 橡胶垫加固连接部位  
Fig. 14 8 cm rubber pad

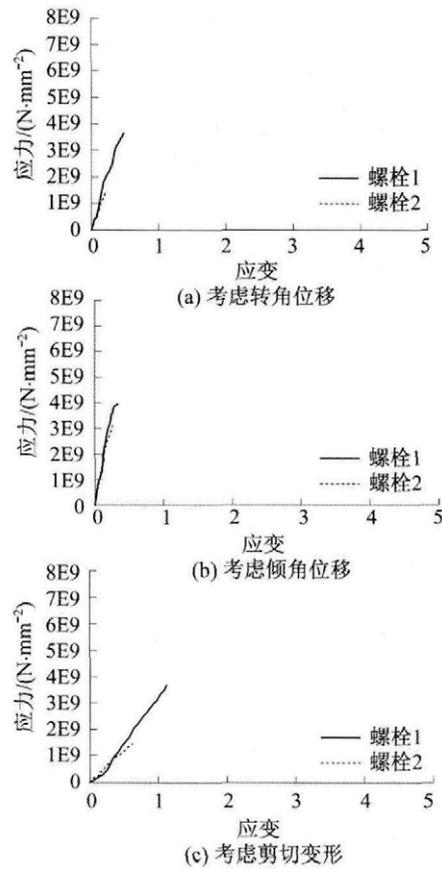


图 15 螺栓应力-应变关系分析结果  
Fig. 15 Analysis result of stress-strain curve for bolts

### 5 结论

目前国内外新建的大空间结构中也已采用如平板支座、球形支座及橡胶支座等连接方式,降低了梁柱连接处的破坏风险<sup>[9]</sup>。但是通常的结构设计软件,连接节点处的设计假定仍然忽视了柱端倾斜的影响,无法反映地震中真实的连接节点变形,这对于普通的刚接、铰接和半刚性连接节点的影响更大。

在本文中,通过典型实例分析探讨了日本 3·11 大地震中大空间建筑钢结构屋顶与混凝土柱连接部位破坏的原因。通过使用结构设计分析软件建立结构整体模型,及使用通用有限元软件建立连接处局部精细化模型相结合的手段,对体育馆的钢屋架与柱端连接的破坏进行了数值模拟分析,以此验证连接失效原因的假设。通过对比可以了解到,混合数值模拟手段获得的连接螺栓破坏情况同实际地震中的螺栓破坏情况相同。在此基础上,提出利用橡胶垫对柱顶连接部位进行

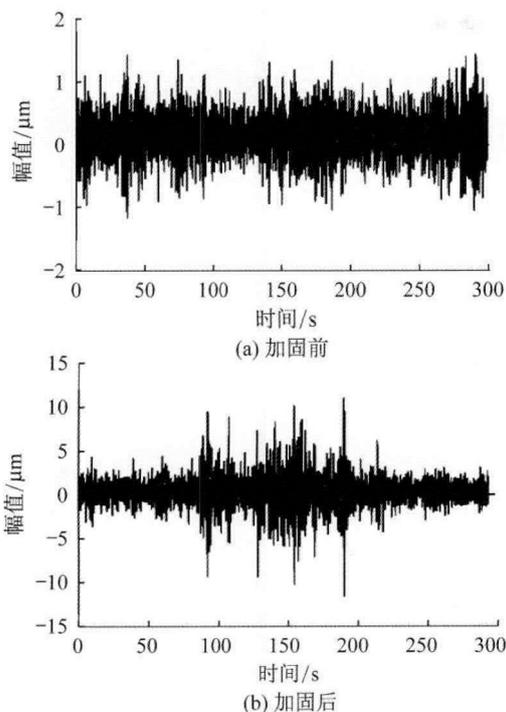


图 16 时程验证(南北向)

Fig. 16 Calcutateel time history (north-south direction)

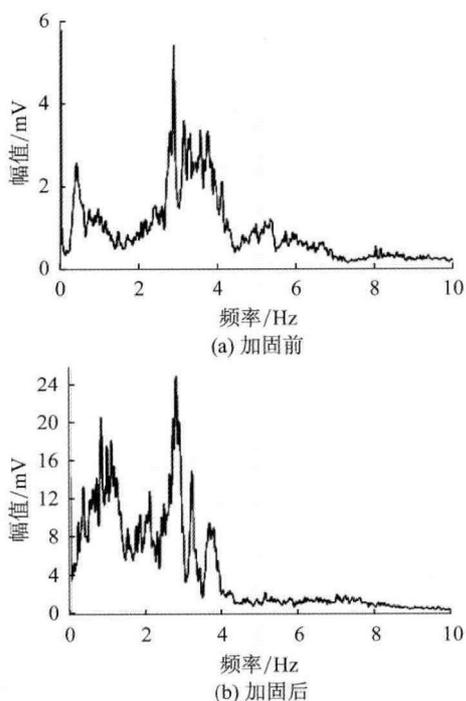


图 17 实测频率(南北向)

Fig. 17 Measured frequency (north-south direction)

加固的方法,利用有限元模型分析和现场实测的方法对这种方法的加固效果进行了验证。

本文所采用的分析方法,充分利用了结构设计分析软件整体建模和通用有限元软件精细化建模

的各自优势,弥补了各自的不足。这种方法在很大程度上缩减了模型分析的计算时间,同时计算结果的精确性又得到了保证。目前有许多既有结构,虽然没有遭遇过破坏性地震,但由于设计时局部连接考虑的不足,也存在地震中破坏的风险,因此,对于类似的既有结构加固也可以借鉴本文的方法。这种方法不仅适用于此类体育馆的地震模拟及性能验证,还能推广到大跨空间结构等其他复杂结构的性能分析,具有一定的实用性和有效性。

由于目前存在有大量采用传统分析方法计算的,且采用普通刚接、铰接和半刚性连接的大跨空间结构,因此,有必要对此类既有结构开展进一步的节点分析和加固研究。

### 参考文献

- [1] The Japan Building Disaster Prevention Association. Guideline for post-earthquake damage evaluation and rehabilitation technique [S]. Japan: the Japan Building Disaster Prevention Association, 2001. (in Japanese)
- [2] National Institute for Land and Infrastructure Management Building Research Institute. Summary of the field survey and research on “the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake” [R]. 2011. (in Japanese)
- [3] Koyama T, Iyama J, Yamada S, et al. Damage to steel educational facilities in the 2011 East Japan Earthquake: part 1 outline of the reconnaissance and damage to major structural components [C]. 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 2012.
- [4] Dai J, Qu Z, Zhang C, et al. Preliminary investigation of seismic damage to two steel space structures during the 2013 Lushan Earthquake [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration 2013, 12:497-500.
- [5] Systèmes D. Computer Program ABAQUS/CAE [M]. France, 2010.
- [6] Systèmes D. ABAQUS 6. 10 Analysis User’s Manual [M]. Abaqus 6. 10 Documentation, 2010.
- [7] Systèmes D. ABAQUS/CAE 6. 10 User’s Manual [M]. Abaqus 6. 10 Documentation, 2010.
- [8] Wilson E L. SAP2000: Integrated finite element analysis and design of structures [M]. Berkeley: Computers and Structures, 1998.
- [9] 中华人民共和国建设部. GB 50017—2003 钢结构设计规范[S]. 北京:中国计划出版社, 2003. Ministry of Construction of the People’s Republic of China. GB 50017—2003 Code for design of steel structures [S]. Beijing: China Planning Press, 2003. (in Chinese)