

文章编号:1000-5013(2016)02-0241-06

doi:10.11830/ISSN.1000-5013.2016.02.0241

# 空间钢网格盒式筒中筒结构地震弹塑性响应分析

孙敬明<sup>1</sup>, 陈红鸟<sup>1</sup>, 马克俭<sup>1</sup>, 刘卓群<sup>1</sup>, 张震<sup>2</sup>

(1. 贵州大学 空间结构研究中心, 贵州 贵阳 550003;

2. 贵州大学 土木工程学院, 贵州 贵阳 550003)

**摘要:** 为研究空间钢网格盒式筒中筒结构在地震作用下的弹塑性性能,利用有限元软件 MIDAS 建立结构数值模型,对其进行罕遇地震作用下弹性时程分析和弹塑性时程分析,并对结构顶点位移时程曲线、基底剪力时程曲线、楼层位移角等进行比较分析.通过结构弹塑性反应分析得到结构塑性铰损伤过程,得出该结构塑性铰发展及构件屈服顺序.结果表明:盒式筒中筒结构抗震防线明确,能够很好地实现基于性能的结构设计.

**关键词:** 空间钢网格; 盒式筒中筒结构; 弹塑性; 时程分析; 结构抗震

**中图分类号:** TU 973

**文献标志码:** A

空间钢网格盒式筒中筒结构是一种新型结构体系.该结构体系主要应用于大跨空间结构、高层及超高层建筑结构中.空间钢网格盒式筒中筒结构是由网格式框架、协同式钢空腹夹层板和核心筒剪力墙构成.王其明<sup>[1]</sup>详细介绍了网格式框架和协同式钢空腹夹层板的构成及力学基本原理,得出该结构满足罕遇地震作用下各项性能指标,但仅局限于钢筋混凝土空间网格结构,未对空间钢网格盒式筒中筒混合结构在高烈度区应用做出分析.本文以高烈度地区拟建写字楼为例,建立数值模型对其大震弹性时程分析与大震弹塑性时程分析进行对比,以更好地掌握盒式筒中筒结构的力学性能.

## 1 分析模型

云南省昆明市某拟建高层写字楼共 28 层,标准层层高为 3.6 m,总高度为 102.5 m.抗震设防烈度为 8 度(地震加速度  $a$  为 0.2g),设计地震分组为第二组,场地类别为 II 类,场地特征周期为 0.40 s,结构阻尼比为 4%.地面粗糙类别为 B 类,基本风压为 0.35 kPa.

结构每层承受附加恒载为 1.5 kPa.(不包括钢空腹夹层板楼盖),井字空心混凝土板的厚度为 80 mm,楼面活荷载为 3.5 kPa.(考虑隔墙线荷载折算为面荷载).空腹梁 T 型钢截面尺寸为 132 mm×120 mm×8 mm×12 mm,高度为 500 mm.模型中空腹梁的截面尺寸采用抗弯等代<sup>[2]</sup>相等的方法等代成 H 型,等代后的截面尺寸为 500 mm×132 mm×8 mm×12 mm.模型中外筒均采用 H 型钢,材料为 Q345B,剪力墙混凝土强度等级为 C50,C45,C40,表层钢-混凝土组合空腹夹层板中混凝土等级为 C30.网格式框架柱的截面尺寸分别为 H650 mm×600 mm×30 mm×42 mm,H600 mm×550 mm×28 mm×40 mm,H500 mm×450 mm×24 mm×38 mm;层间梁截面尺寸为 H300 mm×150 mm×12 mm×14 mm;墙厚分别为 400,300,200,160 mm.平面布置图,如图 1 所示.

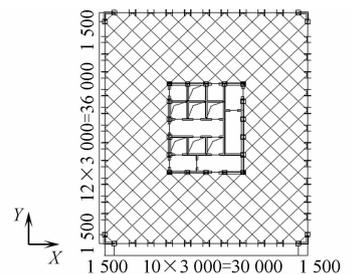


图 1 平面布置图(单位:mm)

Fig. 1 Plan layout (unit:mm)

**收稿日期:** 2015-09-21

**通信作者:** 陈红鸟(1982-),女,副教授,博士,主要从事结构工程的研究. E-mail:378593887@qq.com.

**基金项目:** 国家“十二五”科技支撑计划资助项目(2011BAJ09B01-01);国家自然科学基金资助项目(51408144);贵州大学博士基金资助项目(X131001)

## 2 动力弹塑性分析

### 2.1 材料本构关系

剪力墙单元采用纤维模型<sup>[3]</sup>,其纤维单元水平向和竖向的刚度由混凝土和钢材的本构关系决定,其抗剪刚度与剪切的本构关系有关,如图2所示.数值模型中混凝土材料采用的混凝土单轴受压应力-应变曲线<sup>[4]</sup>,如图2(a)所示.混凝土的拉压本构关系表达式为

$$d_c = 1 - \frac{\rho_c n}{n - 1 + x^n}, \quad \epsilon \leq \epsilon_{t,r}, \quad (1)$$

$$d_c = 1 - \frac{\rho_c}{\alpha_c(x - 1)^2 + x}, \quad \epsilon > \epsilon_{t,r}, \quad (2)$$

$$\frac{\epsilon_u}{\epsilon} = \frac{1}{2\alpha_c} (1 + 2\alpha_c + \sqrt{1 + 4\alpha_c}). \quad (3)$$

式(1)~(3)中: $x$ 为 $\epsilon/\epsilon_c$ ; $\alpha_c$ 为混凝土单轴压应力-应变曲线下降段参数值, $\alpha_c = 0.157 f_c^{0.785} - 0.905$ .

钢筋本构关系采用双折线模型,如图2(b)所示.其中,弹性模量 $E_1 = E_2 = 206$  GPa,屈服应力 $f_y = 345$  MPa.根据非线性剪力墙剪切本构关系采用三折线模型<sup>[5]</sup>,极限剪应变根据经验建议选取 $0.0030$ ,极限剪应变取 $0.0075$ <sup>[6]</sup>,如图2(c)所示.剪切本构公式为

$$K_0 = \frac{GA_w}{Xh_w}, \quad (4)$$

$$V_y = 0.438 \times \sqrt{f_c} A_w. \quad (5)$$

式(4),(5)中: $K_0$ 为剪力墙初始剪切刚度; $G$ 为混凝土弹性剪切模量; $A_w$ 为剪力墙面积; $h_w$ 为剪力墙层高; $X$ 为剪力墙不均匀系数; $V_y$ 为剪力墙屈服剪力; $f_c$ 为混凝土抗压强度设计值.

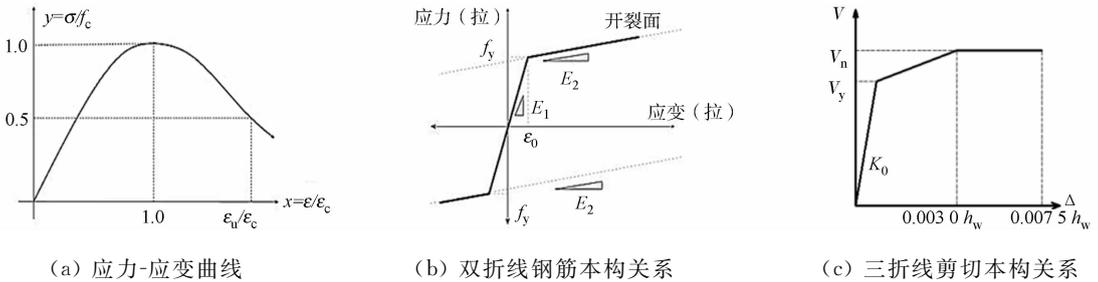


图2 材料本构关系

Fig. 2 Constitutive relation of materials

剪力墙极限剪力 $V_n$ 为

$$V_n = 0.0228 \sqrt{145 f_c} h d + \frac{0.1 f_c h l_w d}{4 l_w} + \frac{A_v f_y d}{S_2} \leq \begin{cases} 0.028 \sqrt{145 f_c} h d, & h_w / l_w \geq 1, \\ 0.069 \sqrt{145 f_c} h d, & h_w / l_w < 1. \end{cases} \quad (6)$$

式(6)中: $f_y$ 为箍筋的标准屈服强度; $h$ 为剪力墙厚; $l_w$ 为剪力墙宽; $h_w$ 为剪力墙层高; $d = 0.8 l_w$ ; $A_v$ 为 $S_2$ 间距内的箍筋截面积; $S_2$ 为箍筋间距.

### 2.2 滞回曲线

数值分析模型中的连梁采用钢筋混凝土构件模型.钢筋混凝土和型钢混凝土构件均采用修正武田三折线模型,钢构件采用标准双折线滞回模型<sup>[7-9]</sup>,如图3所示.图3中: $P$ 为第一屈服强度, $D$ 为第一屈服变形.

### 2.3 地震波的选取

结构的动力弹塑性反应因输入地震波的不同,其计算结果相差甚大<sup>[10-11]</sup>.为了使弹塑性分析结果能够真实反映出结构的动力响应、变形及构件的破坏,应该合理选取地震波.许多国家对地震波的选取进行了大量研究<sup>[12-14]</sup>.根据GB 50011-2010《建筑抗震设计规范》及条文说明规定,选取2条天然波,1条人工波,输入MIDAS软件,进行弹性时程计算.弹性时程与反应谱结果的对比情况,如表1所示.数值模型中选取

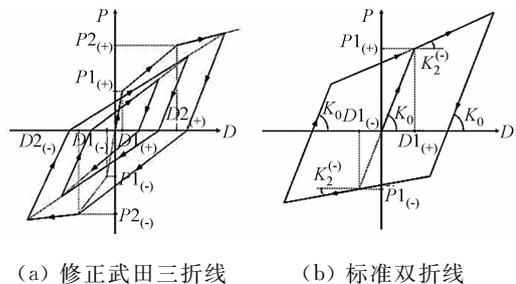


图3 滞回模型

Fig. 3 Hysteretic model

的 3 条地震波的时程曲线, 如图 4 所示. 图 4 中:  $a$  为地震加速度;  $t$  为时间.

由表 1 可知: 在 3 条地震波地震与弹性时程作用下, 得到的基底剪力 ( $V_b$ ) 均大于反应谱计算结果的 65%, 但不大于 135%; 3 条地震波弹性时程作用下基底剪力的平均值均大于反应谱计算结果的 80% 以上, 但不大于 120%. 这说明选取的 3 条地震波均满足规范的要求.

按照规范要求, 将设防烈度调至罕遇地震  $400 \text{ cm} \cdot \text{s}^{-2}$ , 分别进行 X, Y 方向的地震响应时程分析. 为了确保地震波的实用性, 在进行动力弹塑性之前, 通过 Seismosignal 软件对地震波进行傅里叶变换.

表 1 地震波与反应谱计算结果对比

Tab. 1 Comparison between the calculation results of seismic waves and response spectra

地震波名	$V_b / \text{kN}$	
	X 方向	Y 方向
New Zealand-02	14 574.016	15 688.232
Imperial Valley-06	15 747.159	15 819.075
RH2TG045	16 095.624	17 360.150
平均值	15 472.266	16 289.152
反应谱计算	14 802.237	14 581.914

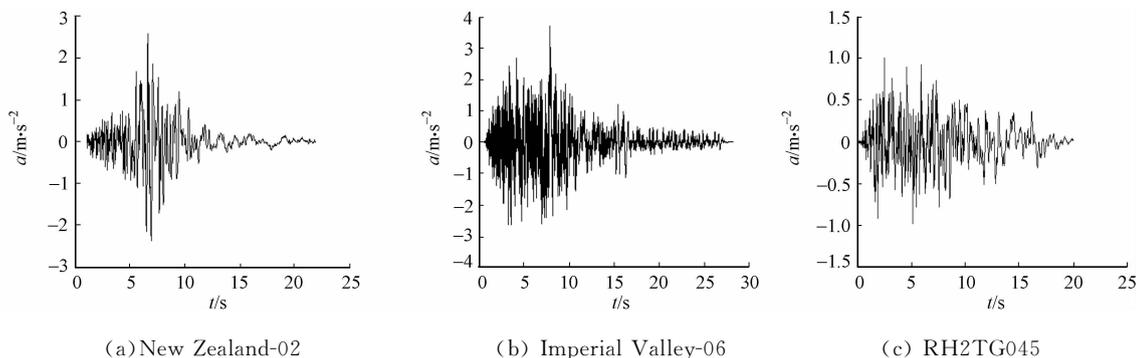


图 4 地震波时程曲线

Fig. 4 Time history curve of seismic wave

将地震波主波与规范大震作用下的反应谱在结构的主要振型周期进行对比, 前三阶周期相差不到 20%, 吻合程度很好, 如图 5 所示. 图 5 中:  $\sigma$  为地震影响系数.

### 3 动力弹塑性分析结果

在高烈度地区, 规范对筒体结构体系的框架和剪力墙抗震等级都按照一级或提高一级进行设计<sup>[15]</sup>. 针对高烈度地区规范有更严格的设计标准, 对抗震安全性有更高的要求<sup>[16-17]</sup>. 因此, 文中仅给出地震反应最强烈的 RH2TG045 人工波的大震弹性反应与大震弹塑性反应的分析结果.

#### 3.1 顶点位移时程曲线比较

盒式筒中筒结构大震弹性时程分析与大震弹塑性分析顶点位移 ( $s$ ) 时程曲线的对比, 如图 6 所示.

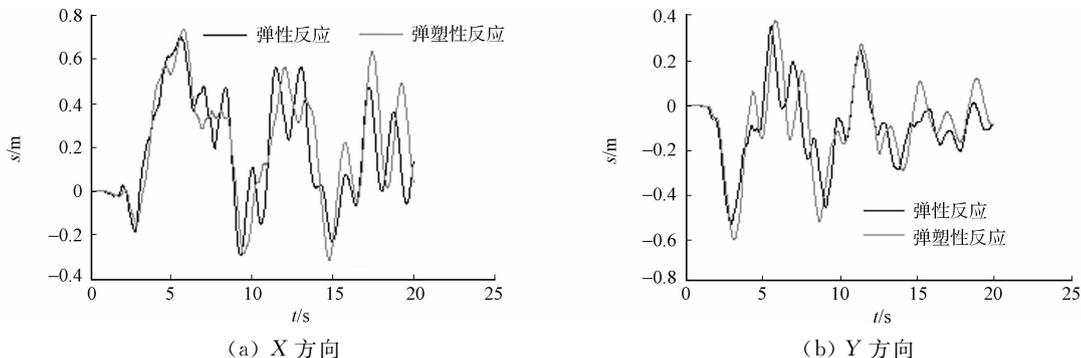


图 6 结构顶点位移时程曲线的对比

Fig. 6 Comparison of the time history curves of the structural top displacement

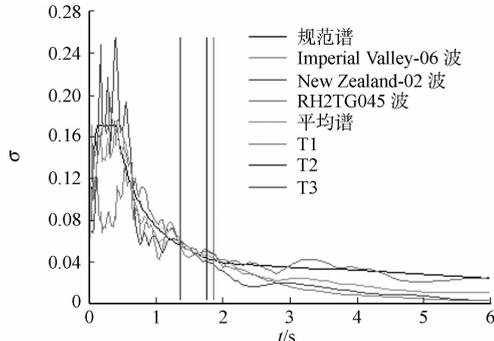


图 5 各地震波与设计反应谱对比图

Fig. 5 Comparison between seismic wave and the design response spectrum

由图6可知:地震波作用初期,结构处于弹性阶段,材料刚度和强度没有退化,大震弹性反应分析与大震弹塑性反应分析基本重合;随着地震波的持续作用, $X$ 方向大震弹性反应的最大顶点时程位移为703.88 mm,大震弹塑性反应的最大时程位移为743.75 mm; $Y$ 方向大震弹性反应的最大顶点时程位移为530.67 mm,大震弹塑性反应的最大时程位移为598.80 mm.由此可见,大震弹塑性反应分析获得顶点时程位移大于大震弹性反应分析计算结果, $X$ 方向的最大顶点时程位移大于 $Y$ 方向.因此,该数值模型中 $X$ 是薄弱方向.大震弹塑性分析模型在材料发生损伤和结构整体刚度降低以后,大震弹塑性反应顶点时程曲线相比大震弹性反应出现滞后现象,且这种滞后现象是随着地震波的不断作用逐渐增加的.对于本数值计算模型参数,大约在3 s以前,大震弹性反应与大震弹塑性反应计算结果基本重合,说明此刻之前结构未进入弹塑性阶段,结构的计算差异随着地震波作用的增大而增大.

### 3.2 基底剪力时程曲线比较

盒式筒中筒结构的大震弹性反应与大震弹塑性反应基底剪力时程曲线的对比,如图7所示.

由图7可知:结构的 $X$ 方向弹性反应最大基底时程剪力为83 219.13 kN,弹塑性反应最大基底时程剪力为59 991.07 kN; $Y$ 方向弹性反应最大基底时程剪力为68 542.12 kN,弹塑性反应最大基底时程剪力为66 970.41 kN; $X$ 方向弹塑性反应获得最大基底时程剪力约是弹性反应获得最大基底时程剪力的72%; $Y$ 方向弹塑性反应获得最大基底时程剪力约是弹性反应获得最大基底时程剪力的98%.由于盒式筒中筒结构在大震作用下出现了塑性变形,混凝土发生损伤乃至破坏,结构的侧移刚度逐渐减弱,使结构的大震弹性反应基底剪力比大震弹塑性反应分析的基底时程剪力大.

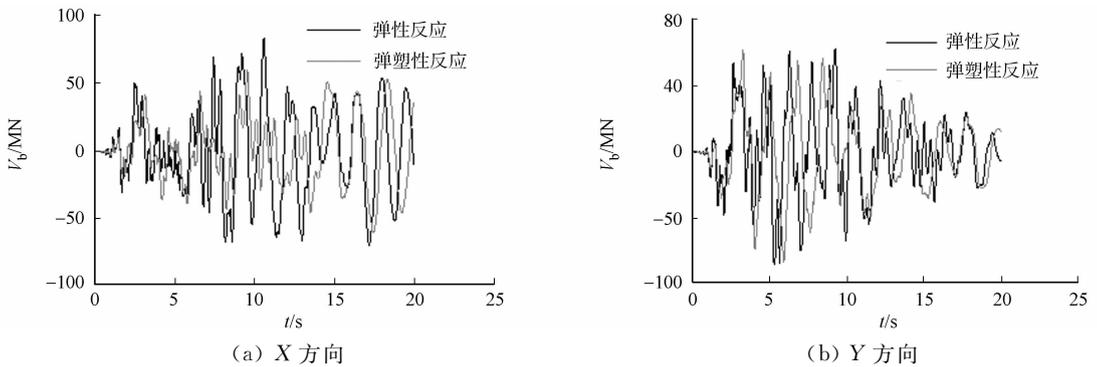


图7 结构基底剪力时程曲线对比

Fig.7 Comparison of structural base shear force time history curve

### 3.3 层间位移角比较

大震弹性反应与大震弹塑性反应分析的层间位移角( $\varphi$ )曲线对比,如图8所示.图8中: $n$ 为楼层.

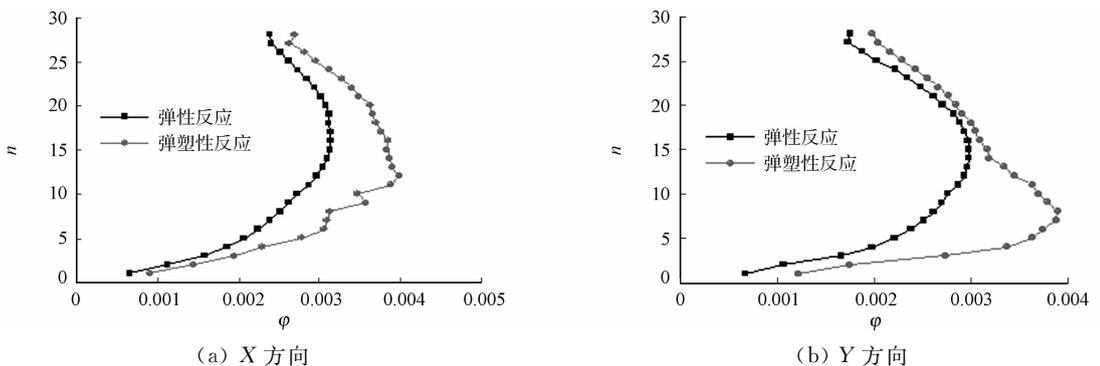


图8 结构层间位移角比较

Fig.8 Comparison of structural layer displacement angle

由图8可知:结构在 $X$ 方向大震弹性反应最大层间位移角为1/319,出现在16层;大震弹塑性反应最大层间位移角为1/251,出现在12层;结构在 $Y$ 方向大震弹性反应最大层间位移角为1/335,出现在15层;大震弹塑性反应最大层间位移角为1/257,出现在8层.根据规定,筒中筒结构的弹塑性层间位移角限值为1/120.因此,大震弹塑性反应最大层间位移角均小于规范1/120的要求.

### 3.4 结构塑性发展分析

结构终点时刻梁、柱、剪力墙的塑性铰分布,如图 9 所示。

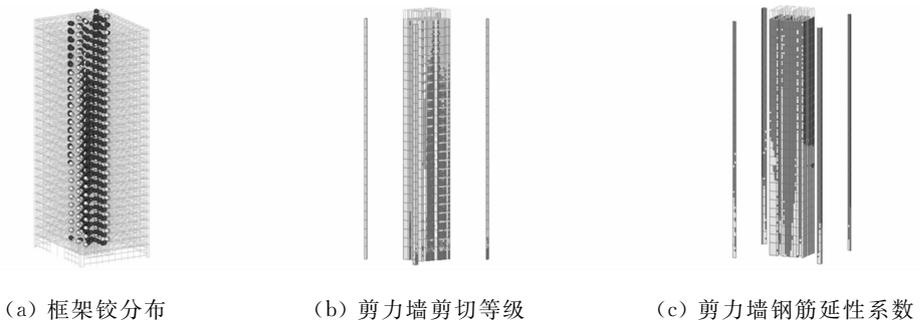


图 9 塑性铰分布

Fig. 9 Plastic hinge distribution

图 9(a)可知:在地震波作用下,在第 1 阶段,核心筒连梁两端首先出现剪切铰,发生剪切破坏,这种情况在罕遇地震作用下是允许的,核心筒连梁起到消耗地震能量的作用,使剪力墙不至过早发生破坏;在第 2 阶段,随着地震波的输入,剪力墙的抗剪薄弱部位主要集中在结构的底部.对于剪力墙单元剪切本构三折线模型<sup>[7]</sup>,第 1 和第 2 等级可认为是弹性状态,第 3 等级可认为是屈服状态,第 4 等级可定义为屈服后的状态,第 5 等级可认为是极限状态.

由图 9(b)可知:大约 22.5%的剪力墙混凝土剪切应变等级进入 3 级应变,剪力墙内的混凝土已有部分处于塑性状态,即进入屈服状态.

由图 9(c)可知:竖向钢筋延性系数均小于 1,即核心筒剪力墙内钢筋受拉不屈服.然而,随着地震波作用的增强,剪力墙的破坏沿着结构底部向上发展,从剪力墙的破坏看,与连梁相连的剪力墙破坏最严重,过早进入屈服状态,该区域在结构设计时应适当加强.在第 3 阶段,随着地震波作用的增强,网格式框架中的层间梁开始出现塑性铰,层间梁作为结构外筒的第一道防线,首先消耗地震能量.此后,楼层梁开始出现塑性铰,网格式框架承担的地震剪力将继续加大,核心筒整体刚度进一步降低,结构的框架柱也开始出现塑性铰.

由以上分析可知:随着地震波作用增强,结构中各构件屈服顺序明显依次为核心筒连梁、剪力墙、网格式框架层间梁、楼层梁、框架柱.

## 4 结论

1) 盒式筒中筒结构因材料进入非线性阶段,强度和刚度退化,混凝土和钢材的损伤和破坏,使在大震弹塑性反应分析获得顶点时程位移大于大震弹性反应分析计算结果;结构的大震弹性反应基底剪力大于大震弹塑性反应分析的基底时程剪力.

2) 在大震弹塑性反应阶段中,盒式筒中筒结构的最大层间位移角为  $1/251$ (X 方向)和  $1/257$ (Y 方向),均满足规范  $1/120$  的要求.这说明文中数值计算模型具有较好的抗侧刚度.

3) 通过结构塑性铰发展规律可知:盒式筒中筒结构各构件屈服顺序明显,依次为连梁、剪力墙、层间梁、楼层梁、框架柱.网格式框架中的层间梁起到消耗地震能量的作用,避免框架柱过早出现塑性铰破坏的情况.网格式框架可以起到第二道防线的的作用.

### 参考文献:

- [1] 王其明. 现浇工业石膏外墙钢筋混凝土空间网格盒式筒中筒结构的研究与应用[D]. 天津:天津大学,2012:119-124.
- [2] 马克俭,张华刚,郑涛. 新型建筑空间网格结构理论与实践 [M]. 北京:人民交通出版社,2005:98-102.
- [3] 韩小雷,陈学伟,林生逸. 基于纤维模型的超高层钢筋混凝土结构弹塑性时程分析[J]. 建筑结构,2010,40(2):13-16.
- [4] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范:GB 50010-2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010:

210-212.

- [5] 王晓楠,苗启松,吴徽.基于宏观模型的剪力墙静力弹塑性分析[J].建筑结构,2011,41(1):260-263.
- [6] Federal Emergency Management Agency. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings: FEMA-356[S]. Washington D C:[s. n.],2000:6(50-54).
- [7] 高德志,候晓武,赵继. MIDAS-building 中的动力弹塑性分析功能[J]. 建筑结构,2012,42(2):217-220.
- [8] 林朝伟. 基于 MIDAS BUILDING 软件的动力弹塑性方法应用[J]. 工程抗震与加固改造,2013,35(2):86-90.
- [9] 北京金土木软件有限公司. Pushover 分析在建筑工程抗震设计中的应用[M]. 北京:中国建筑工业出版社,2012:15-158.
- [10] 杨志勇,黄吉锋,邵弘. 弹性与弹塑性动力时程分析方法中若干问题探讨[J]. 建筑结构学报,2008,6(增刊1):213-217.
- [11] 王亚勇,刘小弟,程民宪. 建筑结构时程分析法输入地震波的研究[J]. 建筑结构学报,1991,12(2):51-60.
- [12] 中国地震工程局工程力学研究所. 建筑抗震设计性态通则:CECS 160-2004[S]. 北京:中国计划出版社,2004:27-45.
- [13] 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[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010:313-315.
- [14] 中华人民共和国建设部. 高层建筑混凝土结构技术规程:JGJ 3-2010[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2010:34-36.
- [15] 曾聪,潘文,陶忠,等. 高烈度区混合框架结构核心筒结构抗震性能分析[J]. 工程抗震与加固改造,2012,34(6):15-18.
- [16] 徐永基,孙荣欣,吕旭东. 高烈度区高层错层结构的设计[J]. 建筑结构,2004,6(6):7-9.
- [17] 徐自国,黄小坤,高杰,等. 高烈度区高层建筑错层剪力墙结构抗震性能分析[J]. 建筑结构,2012,4(4):69-74.

## Elastic-Plastic Seismic Responses Analysis of Steel Space Grid Box Tube-in-Tube Structures

SUN Jingming<sup>1</sup>, CHEN Hongniao<sup>1</sup>, MA Kejian<sup>1</sup>,  
LIU Zhuoqun<sup>1</sup>, ZHANG Zhen<sup>2</sup>

(1. Space Structures Research Center, Guizhou University, Guiyang 550003, China;  
2. College of Civil Engineering, Guizhou University, Guiyang 550003, China)

**Abstract:** In order to study the elastic and plastic properties of space steel grid cassette tube-in-tube structures under the earthquake actions, numerical model was built by MIDAS software, elastic time-history analysis and elastic-plastic time-history analysis of the structures under rare earthquake actions were performed. Comparative analysis of the time history curve of the top displacement of structure, the time history curve of the base shear force and the floor displacement angle was carried out. Plastics hinge damage process of the structure and the structure plastic hinge development and the yield order of members were obtained by the elastic-plastic reaction analysis. The results show: seismic resistant lines of the box tube-in-tube structure is clear, which conforms to the theory of performance-based seismic design method.

**Keywords:** spatial steel grid; cassette tube-in-tube structure; elastic-plastic; time history analysis; seismic structure

(责任编辑:钱筠 英文审校:方德平)