

文章编号: 1000-1301(2010) 06- 0071- 07

不同模型对足尺钢框架振动台试验模拟的影响

韩小雷^{1,2}, 陈学伟^{1,2}, 梁 崇¹, 唐剑秋¹

(1 华南理工大学 高层建筑结构研究所, 广东 广州 510640 2 华南理工大学 亚热带建筑科学国家重点实验室, 广东 广州 510640)

摘要: 本文分别采用纤维单元模型和塑性铰单元模型对一个四层足尺钢框架振动台试验进行模拟分析, 在三维空间非线性分析程序 Perform-3D 中进行动力非线性分析, 比较分析结果, 并与试验结果对比, 以研究两种模型应用于钢框架整体结构非线性分析的计算精度。文中并讨论了纤维单元模型截面纤维的划分、塑性区长度的取值等问题。最后对采用组合梁的整体结构模型进行了动力非线性分析。结果表明, 纤维模型的建模速度比塑性铰模型快, 但塑性铰模型能模拟结构的倒塌时间。Perform-3D 程序的纤维单元模型和塑性铰单元模型用于计算我国规范规定的 7 度和 8 度地震作用的多层钢框架结构, 其结果是真实可靠的, 而且计算结果偏于安全。

关键词: 纤维单元模型; 塑性铰单元模型; 组合梁; 振动台试验; 参数分析

中图分类号: P315.976 TU391 文献标志码: A

Analysis of different nonlinear models for shaking table test simulation of full scale steel frame

HAN Xiaolei^{1,2}, CHEN Xuwei^{1,2}, LIANG Chong¹, TANG Jianqiu¹

(1. Tall Building Structure Research Institute, South China University of Technology, Guangzhou 510640, China; 2. State Key Laboratory of Subtropical Architecture Science, South China University of Technology, Guangzhou 510640, China)

Abstract In order to study the accuracy of non linear analysis of two macro models, this paper presents the dynamic non linear analysis with fiber models and plastic hinge models by a 3-dimensional non linear analysis software named Perform-3D. Both models are based on the full-scale steel moment resisting frame shaking table test, which is carried out on E-Defense in Japan. Analysis results are compared with that of shaking table test. The number of fibers in element sections, the length of plastic zones and the energy dissipation are discussed. Finally, the dynamic non-linear analysis of structural models with composite beam components are carried out. It is shown that the fiber models can be built easier than plastic hinge models, but plastic hinge models can simulate collapse time of the structure, and both models in Perform-3D can be applied to inelastic analysis for multi-story steel frame structures under earthquake actions with intensities 7 and 8. The calculating results for the two models are reliable and safe.

Key words fiber model; plastic hinge model; composite beam; shaking table test; parameter analysis

1 预测性比赛与试验介绍

2007 年度预测性分析比赛^[1]于 2007 年 9 月 27 日在日本举行, 并在 E-Defense 地震振动台进行了足尺

收稿日期: 2010-04-18 修订日期: 2010-09-01

基金项目: 华南理工大学亚热带建筑科学国家重点实验室自主研究项目 (2009ZA04); “十一五”国家科技支撑计划项目 (2009BAJ04A12)

作者简介: 韩小雷 (1964-), 男, 教授, 博士, 主要从事高层建筑研究. E-mail: xhar@scut.edu.cn

钢框架振动台试验。该比赛要求对一足尺钢框架结构进行振动台试验预测性分析,提交分析结果(包括结构各种地震响应及倒塌时间)并与振动台试验结果进行对比,以结果的准确性作为评判的标准。

E-Defense全称为“实体三维振动破坏实验振动台”,是由日本防灾科学技术研究所(National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention,以下简称NIED)建成的目前世界上最大的模拟地震振动台^[2]。足尺钢框架振动台试验的试件为一个四层钢框架+压型钢板组合楼板的结构体系。试件如图1所示。试验选用阪神地震时在Takatori记录站的实测记录,地震记录持时41s,南北方向最大加速度为0.606g,东西方向最大加速度为0.657g,竖直方向最大加速度为0.279g,其中南北方向作为Y方向输入,东西方向作为X方向输入,竖直方向作为Z方向输入。本文着重论述基于该振动台试验进行的纤维模型和塑性铰模型的分析对比以及模型参数的选取。

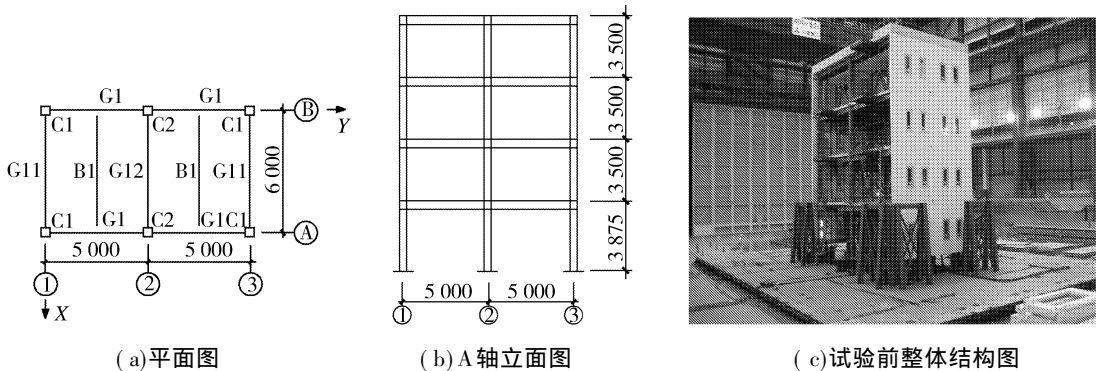


图 1 试件平面及立面图

Fig 1 Plan and elevation of the specimen

2 结构弹塑性模型介绍

采用三维空间非线性分析程序 Perform-3D^[3]对钢框架结构进行静力与动力弹塑性分析。分别建立纤维模型^[4,5]和塑性铰模型^[6,7]的整体结构模型,指定结构底层节点为固接,采用刚性楼板假定^[8]。如图2所示,所有柱在每层内均沿高度方向划分为3个单元,以考虑 $P-\delta$ 效应,每层柱的底部和顶部均为一个150mm长的塑性区;所有梁单元均由两端的塑性区和中间的弹塑性或弹性杆组成,梁单元的塑性区长度取为 $0.5h$, h 为梁截面高度。在纤维模型中,塑性区由纤维截面构成;在塑性铰模型中,塑性区由塑性铰单元构成。柱构件均考虑 $P-\Delta$ 效应。

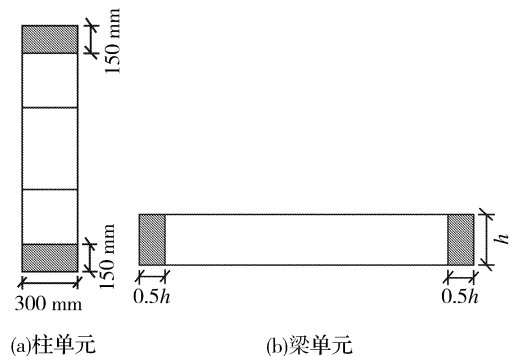


图 2 Perform-3D 钢框架模型

Fig 2 Steel frame model in Perform-3D

3 构件试验分析

在足尺钢框架振动台试验前,对钢框架中的钢柱和钢梁所使用的钢材进行了拉伸试验。考虑钢材屈服后的强化强度,根据拉伸试验得到的应力-应变曲线在程序中定义三折线钢材本构的骨架曲线,如图3(a)所示。而混凝土材料的本构关系采用Mander约束混凝土^[9]本构模型,如图3(b)所示。

试验中构件受力以抗弯为主,截面的 $M-\Phi$ 关系是影响结构非线性分析结果的主要因素。在纤维模型中,截面的 $M-\Phi$ 关系、 $P-\epsilon$ 关系、 $P-M$ 关系(钢梁)和 $P-M_2-M_3$ 关系(钢柱)将自动考虑。截面的纤维划分如图4所示,钢柱截面划分为40个纤维,纯钢梁截面划分为10个纤维,而组合梁中钢梁分为10个,混凝土分为2个。

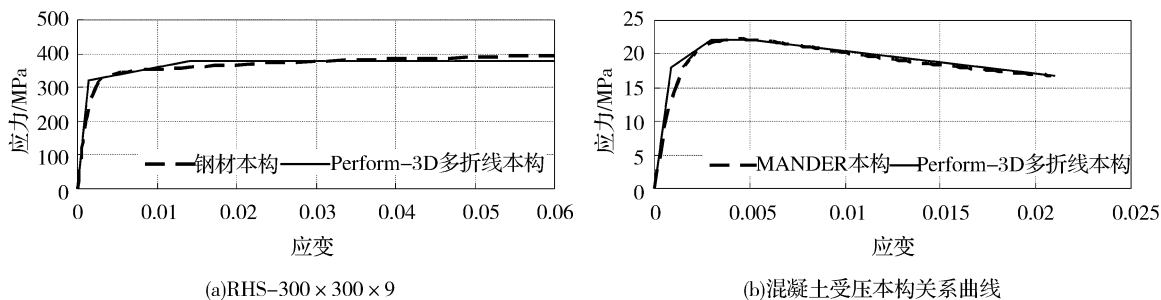


图 3 钢材和混凝土的应力 - 应变关系

Fig 3 Stress strain relationship of steel and concrete

在塑性铰模型中, 塑性铰单元采用曲率型塑性区模型, 需定义由塑性理论确定的 $F - D$ 关系。利用美国 Imbsem Software Systems 公司开发的构件弹塑性分析程序 XTRACT V3.0^[10] 进行构件弹塑性分析, 计算截面承载力, 确定塑性铰截面的参数。根据得到的 $M - \Phi$ 关系、 $P - \epsilon$ 关系、 $P - M$ 或 $P - M_2 - M_3$ 关系 (如图 5 所示), 考虑强度退化和刚度退化, 在 Perform-3D 中定义构件屈服面的形状。柱塑性铰单元的属性如图 6 所示。钢梁单向受弯, 且忽略轴力, 只需考虑 $M - \Phi$ 关系。纯钢梁截面的极限抗弯承载力 $F_u = 1.3F_y$, 残余承载力为 $F_r = 0.4F_y$ 。组合梁截面中, 混凝土受拉时, 塑性铰属性与纯钢梁的属性相同, 混凝土受压时, 不考虑强度退化, 截面的极限抗弯承载力 $F_u = 2.0F_y$, 为考虑混凝土楼板对钢梁的刚度贡献, 将梁截面高度方向的弯曲惯性矩放大 1.5 倍。

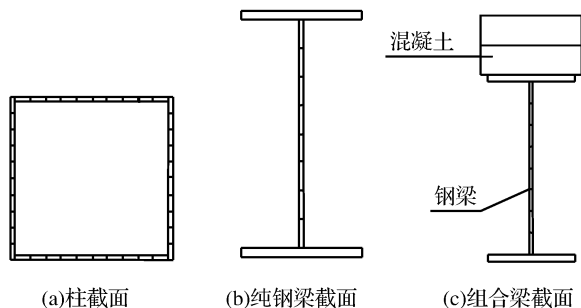


图 4 构件截面的纤维划分

Fig 4 Discretization of member section into fibers

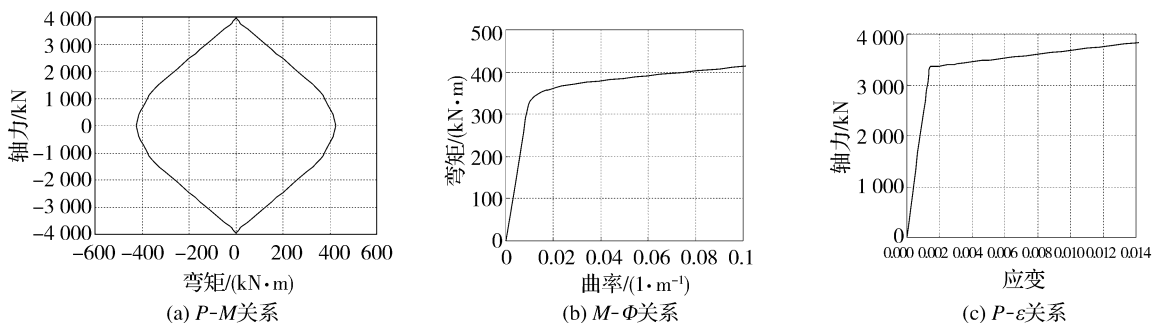


图 5 柱截面的 F-D 曲线关系

Fig 5 F-D relationship of column section

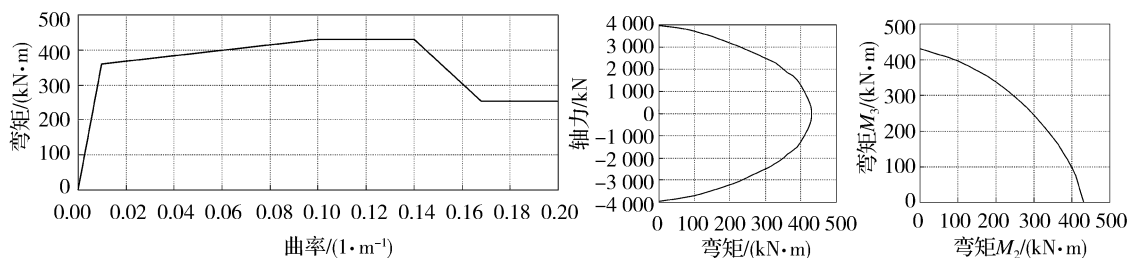


图 6 Perform-3D 程序中柱塑性铰单元属性的输入

Fig 6 Input interface of column plastic hinge properties in Perform-3D procedure

NIED 还对钢框架的主要结构构件 (箱形截面钢柱、组合梁与钢梁构件) 进行了低周往复荷载试验并提供试验结果。对梁柱构件进行低周往复试验模拟分析, 钢柱的模拟结果如图 7 所示, 图中实线为试验结果,

虚线为程序分析结果。

由图 7 可见: 纤维模型可以较好地模拟构件的弹塑性行为和刚度退化, 但不能模拟构件因局部屈曲而导致的承载力下降; 塑性铰模型可以较好地模拟构件的非线性行为, 包括刚度退化和强度退化。

由于纤维模型不能模拟柱的屈曲行为, 可以预期在结构整体弹塑性时程分析时, 当结构底部的柱端发生屈曲以后, 结构的位移响应将比实测结果小。从振动台试验结果可知柱端屈曲是在 1.0 倍 Takatori 地震动激励下发生的, 在此之前纤维模型用于模拟整体结构非线性反应其精度仍是可以得到保证的。而塑性铰模型可以考虑塑性铰强度的退化, 因此可以较好地模拟构件的强度退化。

可以验证, 以上所定义的构件纤维单元和塑性铰单元模型参数基本合理。

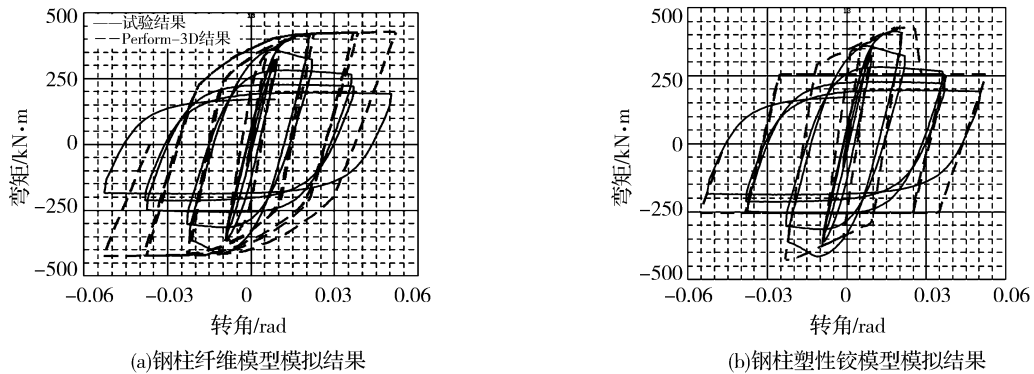


图 7 柱构件试验结果与模拟结果对比

Fig 7 Comparison between test and simulation results of column

4 塑性铰模型及纤维模型对比

4.1 弹性分析结果

分别采用 ETABS 和 Perform-3D 对结构进行模态分析和 0.1 倍 Takatori 地震动激励下的弹性时程分析^[11]。三种模型的模态分析计算结果如表 1 所示。从表 1 的对比可以看出, 三者前四周期基本一致。0.1 倍 Takatori 地震动下结构的弹性时程响应结果如图 8 所示。由图 8 可见, 三者在 0.1 倍 Takatori 地震动激励下, 顶点位移响应基本吻合。

由以上弹性分析结果的对比可以说明所建立的 Perform-3D 纤维模型和塑性铰几何模型是可靠和合理的。

表 1 ETABS 模型和 Perform-3D 模型前四周期对比

Table 1 Natural periods comparison between ETABS model and Perform-3D model

振型	周期 / s		
	纤维模型	塑性铰模型	ETABS 模型
1	0.9359	0.9383	0.9400
2	0.8476	0.8513	0.8688
3	0.8016	0.8042	0.8160
4	0.2999	0.3004	0.3064

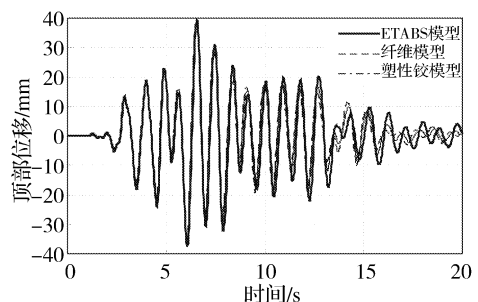


图 8 顶点位移时程响应对比图

Fig 8 Top displacements of linear time history analysis

4.2 非线性动力分析结果

试验分三个阶段输入地震动: 第一阶段, 输入 0.4 倍 Takatori 波; 第二阶段, 进行非倒塌阶段的试验, 输入 0.6 倍 Takatori 波; 第三阶段, 进行倒塌阶段的试验, 输入 1.0 倍 Takatori 波。地震波总时长为 122.88 s, 计算时间步长为 0.02 s。结构阻尼采用 Rayleigh 阻尼, 第一振型及第四振型的阻尼比为 2%。时程分析采用逐步积分方法计算, 数值计算方法为 Newmark-β 法。

在 0.6 倍 Takatori 地震动作用下, Y 方向楼层最大层间位移角和绝对加速度如图 9 所示。由图 9 可见: 纤维模型和塑性铰模型的非线性响应非常接近; 与振动台试验结果对比, 纤维模型和塑性铰模型的 Y 方向

楼层最大相对位移和最大层间位移角均与试验结果非常接近,最大误差为 9%;两种模型的绝对加速度响应在 Y 方向比试验结果小,最大误差为塑性铰模型首层绝对加速度,误差值 25%。

以结构某层层间位移角达到 0.13rad 时即达到倒塌为测量准则,振动台试验测得结构的倒塌时间为 6.24 s。模型在 1.0 倍 Takatori 地震动作用下首层层间位移角的时程曲线如图 10 所示。由图 10 可见,塑性铰模型准确地模拟了结构的倒塌时间。由于柱构件进入强非线性时发生屈曲,纤维模型的平截面假定不再满足,不能模拟构件的强度退化,构件的滞回耗能能力比实际构件偏大,因此不能模拟结构由柱构件局部屈曲导致的倒塌行为。

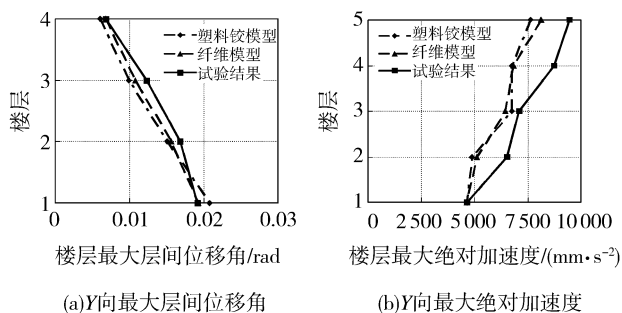


图 9 楼层最大层间位移角和绝对加速度对比

Fig 9 Comparison of the maximum story drifts and the maximum absolute story accelerations

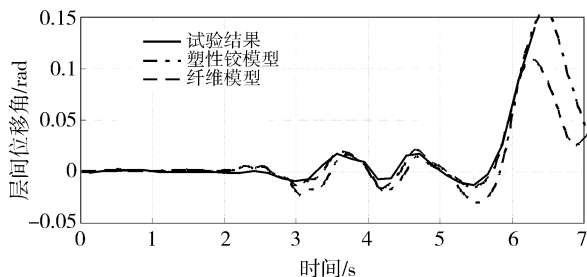


图 10 1.0 倍 Takatori 地震波作用下 Y 方向首层层间位移角时程曲线对比图

Fig 10 Time histories of drift angles of the 1st story of model in Y direction under 100% - Takatori earthquake

5 参数及能量分析

以前述的纤维模型和塑性铰模型为初始模型,分别改变几种模型参数以探讨其对非线性分析结果的影响。

5.1 截面纤维划分的影响

纤维模型的初始模型将柱截面划分为 40 个纤维。现分别将柱截面划分为 20 个纤维和 8 个纤维,输入 0.6 倍 Takatori 地震动进行非线性动力分析,计算结果如图 11 所示。

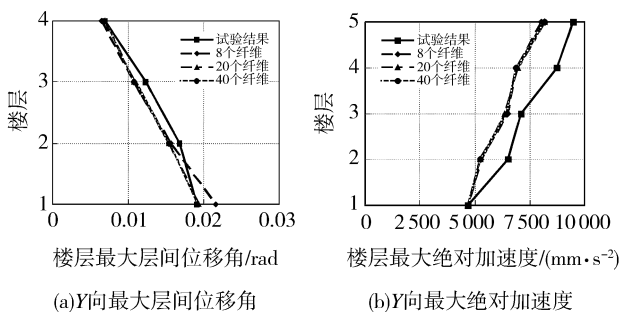


图 11 楼层最大层间位移角和绝对加速度对比图

Fig 11 Comparison of the maximum story drifts and the maximum absolute story accelerations

由图 11 可见:柱截面划分为 20 个纤维时,计算结果与初始模型结果完全一致;柱截面划分为 8 个纤维时,计算的首层层间位移角比初始模型结果略大,与试验结果的误差为 73%;楼层最大绝对加速度与初始模型结果基本一致。截面纤维的划分精细程度影响了动力非线性分析与位移相关的结果,对力相关的结果影响较小。

因此,构件的纤维数量越多,但计算结果的精度却不是随纤维数量线性增长。本文的钢框架纤维模型柱划分为 20 个纤维时,可以花费较少的计算时间而达到高精度的结果。

5.2 塑性区长度的影响

塑性区长度是进行结构延性计算和塑性设计的一个重要参数^[12]。从 20 世纪 50 年代开始,各国学者做了大量试验,提出了不同的塑性铰长度经验公式。其中,适用于柱或压弯构件的经验公式与试验数据对比后,塑性区长度取 0.5h 左右或 1.0h 左右^[13],h 为构件截面高度。本文初始模型所取塑性区长度为 0.5h,即 150 mm,现将塑性区长度取为 1.0h,即 300 mm,考察塑性区长度取值对整体结构非线性分析结果的影响。

5.2.1 纤维模型

将纤维模型的柱塑性区长度改为 300 mm,其余参数不变,输入 0.6 倍 Takatori 地震动进行非线性动力分析,计算结果如图 12 所示。

由图 12 可见,纤维模型对柱塑性区长度的取值不敏感。程序中纤维单元只通过监视柱端中间截面的内力来计算整个柱端的位移反应,在柱端构件的内力变化量较小,因此塑性区长度的取值对结构整体非线性反应影响非常小。

5.2.2 塑性铰模型

将塑性铰模型的柱塑性区长度改为 300 mm,其余参数不变,输入 0.6 倍 Takatori 地震动进行非线性动力分析,计算结果如图 13 所示。

由计算结果可见,塑性区长度的取值对塑性铰模型非线性反应结果有一定的影响。塑性区长度取为 1.0h 时,结构首层层间位移角响应比塑性区长度取为 0.5h 时略大。总体来说,塑性区长度取为 1.0h 的分析结果对结构设计而言是偏保守的。

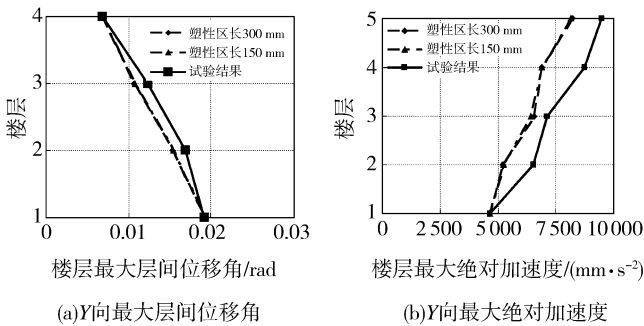


图 12 楼层最大层间位移角和绝对加速度对比

Fig 12 Comparison of the maximum story drifts and the maximum absolute story accelerations

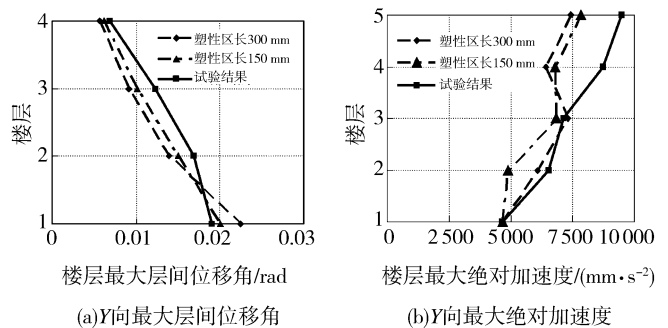


图 13 楼层最大层间位移角和绝对加速度对比

Fig 13 Comparison of the maximum story drifts and the maximum absolute story accelerations

5.3 考虑组合梁对结构模型的影响

纤维模型和塑性铰模型的初始模型的钢梁均为纯钢梁,本小节将用组合梁代替钢梁,输入 0.6 倍 Takatori 地震动进行非线性动力分析,分析结果如图 14 和图 15 所示。

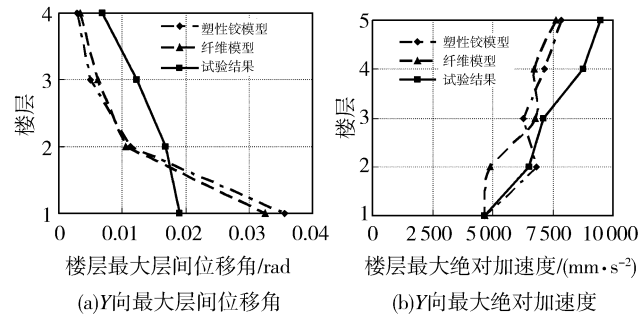


图 14 楼层最大层间位移角和绝对加速度对比

Fig 14 Comparison of the maximum story drifts and the maximum absolute story accelerations

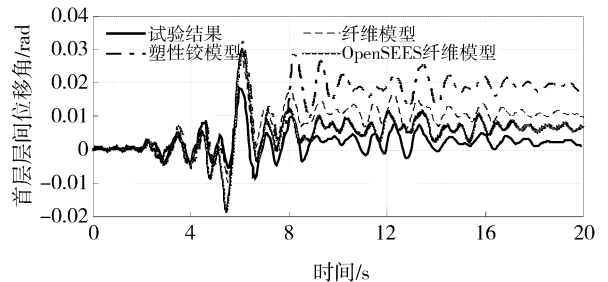


图 15 Y 向首层层间位移角时程曲线对比图

Fig 15 Time histories of drift angles of the 1st story in Y direction

由图 14 可见:纤维模型和塑性铰模型的非线性响应比较接近;与振动台试验结果对比,纤维模型和塑性铰模型的楼层最大层间位移角均与试验结果有一定误差,首层层间变形比试验结果大 1.6~2 倍,变形主要集中在首层,上面几层的变形则小了很多;两种模型计算所得的结构加速度反应均不大于试验结果。

如图 15 所示,纤维模型与塑性铰模型在相位上与试验结果一致,但数值比试验结果大,误差明显的比纯钢梁模型的大。由于采用了组合梁代替纯钢梁,梁柱刚度比的增加使得结构首层柱底变形增大,并加大了 P- δ 效应,从而导致层间位移明显增大。尽管采用组合梁的结构模型计算结果并没有纯钢梁模型与试验结果接近,但 Perform-3D 程序与 OpenSEES 程序的纤维单元模型^[14]计算结果非常接近。纤维单元和塑性铰单元用于模拟组合梁,其结果是偏于安全的。

5.4 能量分析

纤维模型和塑性铰模型在 0.4 倍和 0.6 倍 Takatori 地震动作用下能量分布图如图 16 所示。

由图 16 可见, 0.4 倍 Takatori 地震动作用下, 结构的非线性耗能约占结构总能量分布的 45%, 此时结构的非线性耗能主要是由柱端进入弹塑性引起, 柱构件非线性耗能约占总非线性耗能的 85%; 0.6 倍 Takatori 地震动作用下, 结构的非线性耗能约占结构总能量分布的 70%, 此时结构的非线性耗能仍然主要是柱端的弹塑性耗能, 大部分梁端也屈服, 梁弹塑性耗能比例增加, 柱构件非线性耗能约占总非线性耗能的 80%。

6 结论

(1) 纤维模型比塑性铰模型的建立更为简单方便, 但塑性铰模型能模拟结构的倒塌时间。

(2) 纤维模型和塑性铰模型能较好地模拟结构在还未进入强非线性阶段的非线性行为。可以认为, 纤维模型和塑性铰模型用于计算小于我国规范规定的 7 度和 8 度地震作用的多层钢框架结构, 其结果是真实可靠的。

(3) 通过基于构件试验结果进行构件层次的宏观模型校核与调整, 再将调整过的的宏观单元应用于整体分析, 能准确地模拟结构的弹塑性行为。因此, 基于构件试验结果进行构件层次的宏观模型校核与调整对于准确地分析整体结构相当重要。

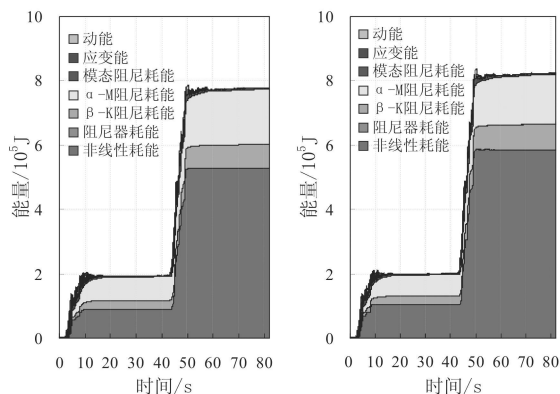
(4) 纤维单元截面纤维的划分的精细程度对计算结果的精度和计算时间有影响, 较小的纤维数量得到有精度保证的结果对纤维模型在大型结构中的应用是很重要的。本文的钢框架纤维模型柱划分为 20 个纤维时, 可以花费较少的计算时间而达到高精度的结果。塑性铰模型与纤维模型相比可以更快速完成计算分析。

(5) 纤维模型对柱塑性区长度的取值不敏感。塑性铰模型的柱塑性区长度取值对结构的非线性反应结果有一定的影响, 塑性区长度取为 $1.0h$ 时, 结构首层层间位移角响应比塑性区长度取为 $0.5h$ 时略大。

(6) 采用组合梁的结构模型, 由于梁柱刚度比的增加使得结构首层柱底变形增大, 并加大了 P- δ 效应, 从而导致层间位移明显增大。纤维单元和塑性铰单元用于模拟组合梁, 其结果是偏于安全的。

参考文献:

- [1] National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention. Four-story steel building collapse analysis blind prediction contest rules [Z]. http://www.blindanalysis.jp/index_e.htm, appendix_e.pdf. 2007-6-18.
- [2] Masayoshi SATO, Takahito NOUE. General framework of research topics utilizing the 3D full scale earthquake testing facility [J]. Journal of Japan Association for Earthquake Engineering. 2004, 4(3): 449-456.
- [3] Computer And Structures. Perform - 3D nonlinear analysis and performance assessment for 3D structures user guide [M]. Berkeley, CA: Computer and Structures. 2006.
- [4] 吕西林, 卢文生. 纤维杆元模型在框架结构非线性分析中的应用 [J]. 力学季刊, 2006, 27(1): 14-22.
- [5] 韩小雷, 唐剑秋, 黄艺燕. 钢管混凝土巨型斜交网格筒中筒结构非线性分析 [J]. 地震工程与工程振动, 2009, 29(4): 77-84.
- [6] 刘永华, 张耀春. 空间钢框架精细塑性铰法高等分析 [J]. 工程力学, 2006, 23(增刊 1): 108-116.
- [7] Seung-Eock Kim, Dong-Ho Lee. Second-order distributed plasticity analysis of space steel frames [J]. Engineering Structures. 2002, 24(6): 735-744.
- [8] 韩小雷, 郑宜, 季静, 等. 美国基于性能的高层建筑结构抗震设计规范 [J]. 地震工程与工程振动, 2008, 28(1): 64-70.
- [9] Mander JB, Priestley M JN, Park R. Theoretical stress-strain model for confined concrete [J]. ASCE Journal of Structural Engineering. 1988, 114(8): 1804-1826.
- [10] Chadwell C B. XTRACT-cross section analysis software for structural and earthquake engineering [Z]. <http://www.inbsen.com/xtract.htm>.
- [11] 韩小雷, 陈学伟, 郑宜, 等. 足尺钢框架振动台试验及动力弹塑性数值模拟 [J]. 地震工程与工程振动, 2008, 28(6): 134-141.
- [12] Pauky T, Priestley M JN, 戴瑞同, 等译. 钢筋混凝土和砌体结构抗震设计 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999.
- [13] Mehmet Inel, Hayri Baytan Ozmen. Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings [J]. Engineering Structures. 2006, 28(11): 1494-1502.
- [14] Chen Xuewei, Han Xiaolie, Jack CHEANG. Dynamic inelastic numerical simulation for a shaking table test of a full scale steel moment frame structure based on OpenSEES [C]// The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing. 2008.



(a) 纤维模型

(b) 塑性铰模型

图 16 0.4 倍和 0.6 倍 Takatori 地震动作用下结构的能量分布图

Fig 16 Energy distribution of the structure under 40% and 60% Takatori earthquake