文章编号:1007-6069(2010)03-0000-00

E-Defense 振动台试验预测性分析比赛的研究综述

陈学伟^{1,2},季 静^{1,2},吴培烽¹,罗 凡¹,吴 爽¹

(1. 华南理工大学 土木与交通学院,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:文中介绍了日本 E-Defense 的足尺钢框架振动台试验预测性分析比赛的情况,研究了分析人员对该钢框架结构所采用不同的数值分析方法。分析方法大致分为纤维模型,塑性铰模型,微观单元模型及结构协同分析方法4种。纤维模型与塑性铰模型属于宏观单元,假定条件较多但自由度数少适用于整体结构分析。微观单元假定条件较少,力学概念明确,能准确反映构件局部破坏,整体分析比较困难。结构协同分析方法属于混合单元法,通过不同单元甚至不同程序模拟各个构件,再通过主程序组装总刚度进行动力分析,该方法发挥了微观单元和宏观单元各自的优点。
 关键词:预测性分析;振动台试验;非线性有限元法
 中图分类号:TU 375;P315.97

Summary on research of blind analysis contest of E-Defense shaking table test

CHEN Xuewei^{1,2}, JI Jing^{1,2}, WU Peifeng¹, LUO Fan¹, WU Shuang¹

College of Civil Engineering and Transportation, South China University of Technology, Guangzhou 510640, China;
 State Key Laboratory of Subtropical Architecture Science, South China University of Technology, Guangzhou 510640, China)

Abstract: This paper presents a summary on blind analysis contest prior to a shaking table test of a full scale steel frame which was carried out on E-Defense in Japan. Different numerical analysis methods used by the researchers in the contest are studied. There are mainly four kinds of methods containing as follows: fiber model, plastic hinge model, microscopic model, and collaborative structural analysis. The first two models have more assumption, less DOFs, and are suitable in the whole structure analysis. On the contrary, microscopic model has fewer assumptions, its mechanical concept is clear and can represent local buckling of components accurately. But it is difficult to apply to the whole structure analysis. Collaborative structural analysis, which belongs to hybrid-element method, simulates different component with different elements, even with different programs. Dynamic analysis can be realized when stiffness matrix is assembled in the host program. Advantages of both macroscopic and microscopic model are adopted in the collaborative structural analysis.

Key words: blind analysis; shaking table test; nonlinear finite element method

引言

2007 年 9 月 27 日在目前世界上最大的模拟地震振动台(日本的 E-Defense)上进行了足尺钢框架振动台试验^[1],并举行了 2007 年度预测性分析比赛(Blind Analysis Contest)。该比赛由第 14 届世界地震工程会

收稿日期:2009-05-16;修订日期:2009-06-05

基金项目:"十一五"国家科技支撑计划项目(2006BAJ04A12);亚热带建筑科学国家重点实验室自主研究课题基金项目(C708086z) 作者简介:陈学伟(1983-),男,博士研究生,主要从事高层建筑结构抗震及抗风分析的研究. E-mail:dinochen1983@ yahoo.com.cn

议(14WCEE)与日本 NIED (防灾科学技术研究所) 兵库县抗震工学研究中心联合举办, 来自日本、美国、中 国、新西兰、意大利和英国等多个国家共47个队伍参加,代表了工程抗震结构非线性分析的最新研究成果及 应用水平。笔者参与了该比赛并荣获 3D 科研组第三名^[2]。14WCEE 会议为该比赛设立了专题研讨会,参 赛者发表了多篇关于足尺钢框架弹塑性分析方法的学术论文^[1-9]。文中基于上述材料综合研究各种不同的 有限元方法在钢框架弹塑性分析中的应用。

足尺钢框架振动台试验 1

本次足尺钢框架振动台试验在日本 E-Defense 振动台上进行。试件为一个钢框架+压型钢板组合楼板的 结构体系。试件结构平面尺寸为10m×6m,Y方向两跨,柱距 G1 G1 ® ≁ ҐС1 C1 C2为5m,X方向一跨,柱距为6m。其中,Y方向为试件受荷的主 B1 G12 要方向。试件基础高度为 1.5m, 首层层高为 3.875m, 2~4 层 G11 B1 G11 层高均为 3. 500m, 女儿墙高度为 0. 600m, 试件总高为 LC1 G1 C2G1C1 $5\,000$ 16.475m。试件各层结构布置见图1,各构件截面与材料见表 5000Ĵ ∳x 1,试件的楼板均采用压型钢板组合楼板。试件与振动台的连 接为固结,设计中不考虑柱底连接变形或破坏对上部结构的 (a) 平面图 影响;即使上部结构发生破坏,柱底的连接仍保持在弹性范围。 试件平面及立面图 图 1 整体结构施工完成后如图2所示。 Fig. 1



Plan and elevation of the specimen

-	πει	物作生	未的	竹竹甘食	山山小小	叶衣	
Table 1	See	ctions	and	materials	of the	steel	frame
逤(SN400B)							

层号 ·	梁(SN400B)	柱(BCR295)				
	G1	G11	G12	C1,C2			
4	$\rm H-346\times174\times6\times9$	$\rm H-346\times174\times6\times9$	$\rm H-346\times174\times6\times9$	$\rm RHS-300\times9$			
3	$\rm H-350\times175\times7\times11$	$\rm H-350\times175\times7\times11$	$\rm H-350\times175\times9\times14$	$\rm RHS-300\times9$			
2	$\rm H-396\times199\times7\times11$	$\rm H-400\times200\times8\times13$	$\rm H-400\times200\times8\times13$	$\rm RHS-300\times9$			
1	$\rm H-400\times200\times8\times13$	$\rm H-400\times200\times8\times13$	$\rm H-390\times200\times10\times16$	$\rm RHS-300\times9$			







试验选用 1995 年日本兵库县南部地震(即阪神地震)在 Takatori 记录站的实测记录。南北方向最大加 速度 0.606g,东西方向最大加速度 0.657g,竖直方向最大加速度 0.279g。其中南北方向作为振动台 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。在进行整体结构动力试验之前,为了解钢构件 的抗震性能,NIED 对钢构件包括钢梁、组合梁及钢柱进行4项低周往复荷载试验。试验装置如图3所示。

2 预测性比赛情况

钢框架振动台试验预测性分析比赛(以下简称:比赛)的目的是促进结构分析方法的发展,推进钢结构 在地震作用下响应及倒塌行为分析方法的研究,最终通过数值模拟分析,从而得到改善钢结构抗震性能的设 计方法。比赛分为两个步骤:基于地震波记录的试验前预测性分析及基于振动台实测台面加速度记录的试验后预测性分析。比赛根据分析方法及参加人员情况进行分类。分析方法分为 3D 分析与 2D 分析,参加人员分为研究人员与工程师,参赛者情况^[2]如表 2 所示。

比赛内容包括 2 个方面,结构在小震及中震作用下的响应,结构在大震作用下的倒塌时间。足尺钢框架 结构在小震(40% × Takatori 地震波)和中震(60% × Takatori 地震波)的地震作用下的整体响应分析包括各 楼层的楼层剪力,楼层弯矩,整体位移及层间位移角的最大值。尽管比赛的目的是发展倒塌分析技术,但是 目前利用数值模拟技术预测整体倒塌还是相当困难,因此比赛只要求参赛者提交倒塌的时间结果。倒塌时 间的定义是从大震(100% × Takatori)地震波输入后开始算起直到结构 *X* 方向或 *Y* 方向的层间位移角达到 0.13rad 时的时间。

スペン 学校省旧の方矢衣 Table 2 The category of competitors						て、 致国が初方法方矢衣 Table 3 The category of numerical analysis methods						
国家地区 3D 科研组 3D 工程组 2D 科研组 2D 工程组						3D 分析		2D 分析				
						-		科研组	工程组	科研组	工程组	
日本	6	5	4	2	17	**	商业软件	6	8	3	1	
美国 6 5	2	2	15	() () () () () () () () () ()	科研软件	9	2	8	1			
入口	0	0 0	-	-	10	类	自编软件	2	2	1	3	
中国	5	1	6	0	12	力」	未知	1	0	0	0	
àr ar M		Ō	1	1	杆系	5	2	2	3			
新四三	0	1	0	0	1		杆系+塑性铰	3	6	4	2	
意大利 1 0	0 0	0	1	1 数	杆系 + 纤维单元	5	0	5	0			
		- 0		恒模	杆系 + 纤维单元 + 塑性铰	2	0	1	0			
英国	0	0	0	1	1	型	壳元	0	3	0	0	
合计	10	3 12	10	-			集中质量模型	1	0	0	0	
	18		12	5	47		其它	2	1	0	0	

比赛结果于 2007 年 12 月 21 日在比赛网站上公布。参赛者采用的软件及数值模型的统计^[2]如表 3 所示。从表中可见,参赛者采用模型主要是纤维模型,塑性铰模型,较少人采用非线性壳单元模型。文中主要研究具有代表性的纤维模型,塑性铰模型,微观单元模型及结构协同分析方法在足尺钢框架振动台试验分析中的应用。

3 纤维模型分析方法

笔者为代表的参赛队^[3,4]采用基于纤维模型 OpenSEES v1.7.3^[5]程序对足尺钢框架进行静力及动力弹 塑性分析。模型主要由非线性梁柱单元组成,考虑以下因素:(1)重力荷载引起的 P-Delta 效应;(2)为考虑 侧向屈曲,对钢柱端部纤维单元进行细分;(3)考虑刚性楼板;(4)考虑混凝土楼板与钢梁的组合效应,对钢 梁的承载力与延性进行放大。

NIDE 对结构采用的钢材及混凝土进行材料试验,纤维模型的材料参数基于上述材料试验进行调整。笔





キハセナオハ米

者通过纤维单元建立低周往复荷载试验的数值模型,并与试验结果进行对比。通过对比分析,钢梁与钢柱在 不需要进行参数调整的情况下与构件试验结果相当吻合,组合梁模型需要进行参数调整,经过调整承载力与 延性参数后基本与试验吻合。构件试验结构与分析结果对比如图4所示。

模型质量的详细数据由 NIED 提供。结构阻尼采用瑞利 阻尼,第1阶与第2阶模态阻尼比取0.02。分别在 OpenS-EES 与 SAP2000 建立模型并进行模态分析。SAP2000 计算 得到周期为: $T_1 = 0.731$ 3s, $T_2 = 0.697$ 3s, $T_3 = 0.532$ 2s; OpenSees 计算得到周期为: $T_1 = 0.722$ 6s, $T_2 = 0.690$ 6s, $T_3 =$ 0.528 1s。两者模态分析结果基本吻合。在 0.1 × Takatori 单向地震波激励下对 OpenSEES 模型进行结构弹性时程分 析,并将分析结果与 SAP2000 的结果进行对比,顶部位移响 应时程基本吻合,从而验证 OpenSEES 模型的合理性。

进行时程分析时为准确预测 P-Delta 效应和 *M* –*N* 耦合 需要考虑重力荷载,重力荷载在时程分析前采用静力荷载施 加,然后依次施加 40%、60% 和 100% × Takatori 地震波。 60% × Takatori 地震波作用下的首层层间位移角响应时程如 图 5 所示。首层层间位移角最大值为 0.03,比试验的 0.02



图 5 OpenSEES 模型得到首层层间位角 曲线与试验结果对比



略大,振动相角较为吻合。该分析精确模拟了最大响应之前的过程,计算得到残余层间位移角与试验结果较 为接近。

4 塑性铰模型分析方法

Masashi Yamamoto 为代表的参赛队^[6]采用 Matlab V5.3 和 Simulink V3.0 基于塑性铰模型编制了二维弹 塑性动力分析程序。钢框架分析模型示意图如图 6 所示。模型由梁柱单元,刚塑性铰单元及节点域单元组 成。梁柱单元为弹性杆件,刚塑性铰单元模拟构件端部弯矩与转角之间的滞回特性。为精确模拟结构强非 线性行为,考虑以下因素:(1)重力荷载引起的 *P-Delta* 效应;(2)局部屈曲导致梁柱构件出现负刚度;(3)考 虑混凝土楼板作用,梁采用非对称滞回模型;(4)建立柱基的塑性铰,模拟其弹塑性行为。梁柱塑性铰滞回 曲线本构如图 7、图 8 所示。塑性铰滞回曲线是根据 NIED 进行的构件往复荷载试验得到的滞回曲线拟合得 到的,柱基塑性铰采用双线性滑移模型,节点域采用板单元。不采用刚性楼板假设,考虑 *M – N* 耦合。结构 阻尼与刚度相关,阻尼比取 0.01。结构模态分析得到前 4 阶周期为 0.758s,0.248s,0.139s,0.099s。





时程分析时为准确预测 P-Delta 效应和 M – N 耦合需要考虑重力荷载,重力加速度在时程分析的前 1s 缓慢地施加,然后依次施加 40%、60% 和 100% × Takatori 地震波。60% × Takatori 地震波作用下的首层层间 位移角响应时程如图 9 所示。首层层间位移角最大值为 0.025 3,比试验的 0.019 略大。该分析精确模拟了 最大响应之前的过程,尽管计算得到残余层间位移角与试验结果对比有明显的差别,但是精确地模拟了振动

幅值和相角。



图 9 塑性铰模型得到首层层间位角曲线与试验结果对比

Fig. 9 Time histories of interstory-drift angles of 1st story by plastic hinge model (blue line:test result, red line:plastic hinge result)





5 微观单元法

潘鹏^[7]采用微观单元对整体结构进行弹塑性时程分析。分析采用通用有限元程序 ABAQUS v6.5,梁、 柱和板采用壳元 S4R 来建模。S4R 单元是一种减缩积分的四边形厚壳单元,考虑了剪切变形,适用于大变 形的分析情况。为了真实反映结构底层的强非线性行为,建模时在易发生屈曲及塑性变形的部分采用较细 网格划分,如梁柱节点及柱脚,在其它部分采用较粗的网格划分。混凝土楼板通过栓钉与钢梁连接,该部位 的连接行为采用 CONN3D2 进行建模。整体有限元模型及局部单元划分如图 10 所示。

钢材的滞回模型采用随动强化理论和 Ziegler 的硬化规则,弹性模量取 205.5MPa, 泊松比取 0.3, 钢材本构曲线从材料实验回归得到。混凝土采用损伤塑性模型,弹性模量取 20.1MPa, 泊松比为 0.2, 受压屈服应力为 18MPa, 受拉屈服应力为 2.3MPa。通过给定较小的损伤因子改善结构分析过程的收敛性。柱脚采用非线性转动弹簧模拟, 初始刚度为 48 940 kN/m, 屈服弯矩为 604.2kN · m, 硬化系数为 1/100。

为避免出现不真实的局部应力集中现象,将楼层质量分配到楼板节点上。在时程分析之前施加重力荷 载到框架结构上进行静力分析。模态分析得到前4阶周期为1.050s,0.999s,0.705s和0.328s。阻尼采用 瑞利阻尼,取第1阶与第4阶模态的阻尼比为0.02。时程积分采用 Newmark - β法,最大时间步长为0.02s, 出现大量塑性区和失稳后,该值自动减小。时程分析后得到在60% × Takatori 地震波作用下的首层层间位 移角时程曲线如图11所示。从图中可见,数值模拟结果明显高估了试验结果。这主要是由于低估非结构构 件的附加阻尼和附加刚度所造成的。柱脚的非线性弹簧在分析中仍然保持在弹性范围。底层柱端在倒塌状 态下的变形如图12所示,从图中可以看出采用壳元的微观有限元分析方法可以模拟局部破坏行为。







图 12 有限元分析得到倒塌时结构变形图 Fig. 12 The collapse deformation of the structure by finite element analysis

6 结构协同分析方法

结构协同分析方法(CSA)是通过主程序控制多个结构分析子程序,并联完成整体结构的分析,采用不同 程序来模拟整体结构中的不同构件,再通过主程序让各个子程序协同工作起来。Tada 编制了结构协同分析 主程序 NETLYS,该程序处理包含所有子结构数值信息的整体运动方程。为使各个子程序协同工作,采用显 式积分形式的 OS 积分法。该算法只需要提供子结构的恢复力,不需要子结构的切线刚度,因此该算法在几 何高度非线性分析中保证数值稳定性。足尺钢框架数值模型中采用的各子结构及分析子程序示意图^[8]如 图 13 所示。



COMPO 子程序^[9]用来分析钢-混组合梁,采用的宏观模型如图 14 所示,钢梁采用考虑压弯及剪切变形的梁单元,塑性行为采用屈服铰进行模拟。采用考虑轴向变形的压杆模拟混凝土楼板,混凝土的单轴本构如 图 15 所示,退化刚度参考 Tanaka 模型。通过大量的刚臂相接,可以忽略混凝土板与钢梁的相对滑移。可以 模拟组合梁的滞回特性。

MARC 用来模拟首层箱形截面柱,单元划分如图 16 所示,端部采用壳单元考虑轴力和弯矩作用下的局部破坏,精细地模拟屈曲行为。非端部采用考虑压弯和剪切变形的弹性梁单元,钢的屈服应力由构件试验确定,硬化系数取 0. 002。2~4 层柱端采用考虑了屈曲行为的塑性铰进行建模,塑性铰属性在构件分析中得到。柱脚采用弹性弹簧。梁柱节点采用板单元,如图 17 所示,塑性铰单元与节点板单元已写入 NETLYS 的子程序里面。





图 18 CSA 得到首层层间位角曲线与试验结果对比 Fig. 18 Time histories of interstory-drift angles of 1st story by CSA blue line: test result, red line: CSA result

阻尼采用瑞利阻尼,取第1阶与第4阶模态阻尼为0.02。模态分析得到前4阶周期为:0.81s、0.78s、0.26s和0.25s。在60% × Takatori 地震波作用下,首层层间位移角时程曲线如图18所示。从图中可见,分析结果与试验结果吻合程度较高。采用结构协同分析方法,可以发挥基于不同理论的分析子程序的优势: MARC可以对柱端进行局部破坏分析,COMPO子程序分析组合梁的宏观弹塑性行为,通过该方法将各子程序协同工作,实现整体结构的分析。

7 结论

文中对钢框架不同的动力弹塑性分析方法进行综合介绍及研究,得到以下结论:

(1)整体结构有限元分析方法可分微观单元法、宏观单元法及混合单元法。微观单元法力学原理明确, 能精确模拟构件的局部破坏,但是由于自由度数大,计算成本高,结构整体分析应用上存在很大困难。宏观 单元法假定条件较多,对构件单元进行一定的简化处理,通过构件试验进行建模调整以后,能与构件试验较 好地吻合,从而反映构件的非线性行为。将校核了的宏观单元应用于整体分析,能准确预测结构的弹塑性行 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。

(2)宏观单元考虑几何非线性,能预测侧向屈曲引起倒塌行为。微观单元考虑几何非线性,能预测局部 屈曲引起倒塌行为。

(3)计算成本与准确性无直接关系,合理地采用塑性铰模型,纤维模型,微观单元模型都可以得到很好的分析结果,分析的关键是构件层次的非线性行为校核。

(4)组合梁弹塑性行为分析是难点之一,纤维单元是通过刚度或强度增大系数反映组合效应,而塑性铰 单元是通过调整本构模型反映组合效应,微观单元法能自动考虑组合楼板效应。

(5) 微观单元与宏观单元各自具有分析上的优点,结构协同分析方法能够充分发挥2种不同单元的优点,甚至并联两个不同的软件平台进行分析。结构协同分析方法为复杂结构的分析提供了新的研究方向,对 联网计算的研究具有重要意义。

参考文献

- [1] National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention. Four-story steel bulding collapse analysis-blind prediction contest Rules [Z]. http://www.blind-anlaysis.jp/index_e.htm, appendix_e.pdf. 2007 - 6 - 18.
- [2] National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention. Blind analysis contest 2007 results of the contest[Z]. http://www.blind-anlaysis.jp/index_e.htm, appendix_e.pdf. 2007 12 21.
- [3] 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.
 Han Xiaolei, Chen Xuewei, Zheng Yi, et al. Dynamic inelastic numerical simulation for a shaking table test of a full scale steel moment frame structure[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2008,28(6):134-141.
- [4] Chen Xuewei, Han Xiaolei, Cheang J, et al. Dynamic inelastic numerical simulation for a shaking table test of a full scale steel moment frame structure based on OpenSEES[C]//Proc of 14WCEE. Beijing: 2008.
- [5] McKenna F and Fenves GL. The OpenSees command language primer [R], PEER, University of California, Berkeley, http://OpenSees. Berkeley. edu. 2000.
- [6] Ohsaki M, Kasai K, Yamamoto M, et al. 2-D Analysis methods for 2007 blind analysis contest[C]//Proc of 14WCEE. Beijing: 2008.
- [7] Pan Peng, Ohsaki M, Zhang Jingyao. Collapse analysis of 4-story steel moment resisting frames[C]//proc of 14WCEE. Beijing: 2008.
- [8] Tada M, Tamai H, Ohgami K, et al. Analytical simulation utilizing collaborative structural analysis system [C]//Proc of 14WCEE. Beijing: 2008.
- [9] Inoue K, Tsujioka S, Arai T. The bearing and shear strengths of concrete slab at composite beam-to-column connection [J]. Journal of Structural d Construction Engineering, 1990, (411):59 - 69.