

DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2015.06.011

斜交网格外支撑超高层结构罕遇地震 动力弹塑性时程分析

冷 斌¹, 邓 扬²

(1. 江苏省建筑设计研究院有限责任公司, 江苏 南京 210019;

2. 长沙理工大学 土木与建筑学院, 湖南 长沙 410004)

摘 要: 超高层复杂建筑在罕遇地震下的结构响应分析与预测仍是结构工程领域的热点问题。以带有斜交网格桁架外支撑的框架—核心筒超高层建筑为研究对象, 基于梁柱塑性铰和剪力墙纤维模型, 采用 MIDAS/Building 软件开展罕遇地震下动力弹塑性时程分析。分析结果表明, 结构层间位移角未超出规范限值; 加强层位置的部分斜交网格桁架发生塑性变形, 其他部位则保持弹性状态; 连梁在罕遇地震作用下损伤较大, 钢管混凝土柱、混凝土核心筒等抗侧力构件应变较小。研究表明结构满足“大震不倒”的设防要求, 分析结果可为同类型建筑设计提供参考。

关键词: 超高层建筑; 弹塑性时程分析; 斜交网格支撑; 纤维模型; 塑性铰

中图分类号: TU241.8

文献标识码: A

文章编号: 1672—1144(2015)06—0058—07

Elastic-plastic Time-history Analysis of A High-rise Building with Diagonal Gird External Braces Under Rare Earthquakes

LENG Bin, DENG Yang

(1. Jiangsu Provincial Architectural D&R Institute Ltd, Nanjing, Jiangsu 210019, China;

2. School of Civil Engineering and Architecture, Changsha University of Science & Technology, Changsha, Hunan 410004, China)

Abstract: Structural response analysis and prediction of high-rise complex buildings under rare earthquakes is still a hot topic in structural engineering. A core-wall high-rise building with diagonal gird external braces was taken as the research object in this study, elastic-plastic time-history analysis under rare earthquakes was performed by Midas Building software based on plastic hinges in the beams and shear wall fiber model. The results indicate that the largest inter-story displacement angle is smaller than the limit value defined in the code. The main part of the external braces maintains elastic while only a small part near the strengthened stories experiences plastic strain. The damage to the coupled beams is obvious under the action of rare earthquakes, while the strains of the components, which are used to resist the lateral forces including concrete-filled tubular columns and concrete core-walls, are relatively small. The results reveal that this structure can remain stable under the action of rare earthquakes and the results can be used as a reference in the design of the buildings of the same type.

Keywords: high-rise building; elastic-plastic time-history analysis; diagonal grid brace; fiber model; plastic hinge

高层和超高层建筑结构的抗震性能研究成为一个热点问题。研究表明, 数值模拟分析已经成为预测高层和超高层结构在罕遇地震作用下弹塑性响应

的有效手段^[1-2], 运用有效的软件系统开展结构动力弹塑性分析已成为复杂超高层结构中不可或缺的重要部分^[3-5]。MIDAS/Building 作为一款三维的

收稿日期: 2015-06-17

修稿日期: 2015-07-30

基金项目: 国家自然科学基金项目(51308073); 湖南省自然科学基金(14JJ3087); 湖南省教育厅科学研究项目(13CJ1017); 长沙理工大学土木
工程重点学科创新性项目(13ZDXK03)

作者简介: 冷 斌(1984—), 男, 江苏泰州人, 硕士, 工程师, 主要从事复杂结构分析与设计理论方面的工作。E-mail: 377528834@qq.com

建筑结构分析与设计软件,已在国内众多结构类型重点工程项目中得到了应用^[6-8],软件具有剪力墙纤维单元模型,将剪力墙分割成竖向及水平方向纤维,采用反映材料非线性和剪力墙剪切特性的本构模型,同时,梁柱铰特性值可根据设计配筋或施工图的实配钢筋计算。

斜交网格筒结构体系是近年来出现的一种超高层建筑结构新体系,通过核心筒和斜交网格外筒形成了筒中筒的结构体系,国内已有学者通过采用 PERFORM-3D、ABAQUS 等软件开展该结构体系的动力弹塑性分析研究^[9-11]。本文以我国东部某市一带斜交网格外支撑的框架核心筒超高层建筑为研究对象,采用 MIDAS/Building 软件分析了该结构的动力弹塑性抗震性能,介绍了该结构的有限元建模方法,在此基础上分析和评估了罕遇地震动作用过程中结构整体响应与各关键构件的状态。

1 工程概况

1.1 结构体系

本文研究对象为东部某城市一座 74 层、总高 313.8 m 的超高层商业办公楼。结构体系采用框架-钢筋混凝土核心筒结构与型钢斜交网格桁架。结构本身及核心筒的高宽比分别为 8.2 和 18.9,结构采用外框架、核心筒和支撑体系来抵抗风荷载及地震等侧向荷载产生的水平剪力及倾覆弯矩,见图 1^[10]。

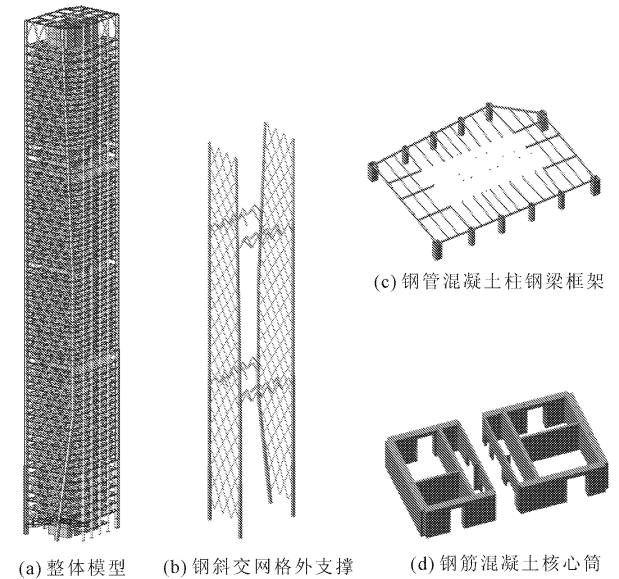


图 1 结构体系

采用钢管混凝土柱来减小框架柱的截面尺寸,钢管柱径厚比为 40~50,截面尺寸从底层的 $\Phi 1\ 800$

mm 向上减少至 $\Phi 1\ 000$ mm,从而提高了外框架的延性;东西两侧结合建筑外立面效果,仅各设两个方钢管混凝土柱,中间为 500 mm 高 H 型钢斜交网格桁架,柱间距分别为 33.6 m(西)和 38.1 m(东),方钢管混凝土柱由 2 000 mm×2 500 mm 逐步减少至 600 mm×2 500 mm。剪力墙厚度从 1 100 mm 逐步减少至 550 mm^[10]。该楼结构地震作用计算基本参数见表 1。

表 1 地震作用计算基本参数

特征	数值	特征	数值
结构安全等级	二级	抗震设防类别	乙类
核心筒和框架柱抗震等级	特一级	设防烈度	7 度(0.15g)
设计地震分组	第一组	场地类别	Ⅲ类
场地土特征周期	0.42 s	水平地震影响系数 $\alpha_{\max}$	0.12

1.2 超限情况

(1) 高度:塔楼总高度为 313.8 m,根据规程^[12]第 11.1.2 条高度超限 62%。根据规程^[13]高度超限 65%。

(2) 由于机电层和避难层以及酒店大堂的设置对建筑层高的特殊要求,在 24、40、57、58 层存在规范^[14]第 3.4.2 条“该层的侧向刚度小于相邻上一层 70%或小于其上相邻三个楼层侧向刚度平均值 80%”的情况。支撑的设置使得其下两层即 23、55 层不满足规程^[12]第 4.4.3 条“B 级高度高层建筑的楼层层间抗侧力结构的受剪承载力不应小于其上一层受剪承载力的 75%”的要求^[10]。

(3) 由于建筑功能的需要,在一层大厅形成共享空间,造成二层部分楼板缺失,使得四根框架柱成为穿层柱。同时,有两个角柱为斜柱,倾斜角度约 10°。

(4) 由于采用了东西两侧的斜交网格桁架,结构体系上已经不完全属于规范中所列入的类型。且斜交网格从二层以上布置,使得一层柱成为薄弱部位。

2 结构有限元模型

2.1 分析方法

规范^[14]第 5.5.2 条中分别规定了“应”和“宜”进行弹塑性变形验算的结构类型。本楼结构形式复杂,具有多种抗震不利特征,在罕遇地震作用下的结构行为复杂,有必要通过弹塑性时程分析实现以下目的:(1) 定量描述结构在罕遇地震作用下的非线

性性能;(2) 验证结构“大震不倒”的设防水准要求;(3) 研究结构关键部位、关键构件的变形形态和破坏情况。

本文开展动力弹塑性分析的具体步骤包括:(1) 将 PKPM 模型转为 MIDAS/Building 模型,包括结构几何、材料、单元划分、荷载、配筋等信息;(2) 计算结构模态,并与 SATWE 程序计算结果进行对比,验证分析模型的正确性;(3) 进行结构施工加载模拟,形成结构初始应力,作为动力弹塑性分析的初始状态;(4) 输入地震动记录,开展结构在罕遇地震作用

下的动力弹塑性时程分析;(5) 分析结果,得出结论,并提出建议。

2.2 材料本构模型

钢材本构关系采用双折线模型。程序认为钢材为理想弹塑性材料,但是为了计算的收敛性,第二段直线的斜率采用 0.01,程序可根据材料强度等级自动计算材料非线性常数。混凝土本构关系采用规范^[15]附录 C.2.1 中的单轴受压曲线,图 2 给出了钢材、混凝土材料的本构关系示意图。图中模型参数可参见文献[16],本文不予赘述。

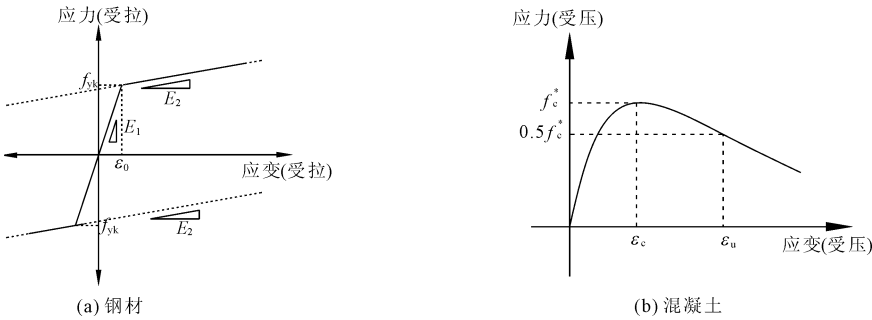


图 2 材料本构模型

2.3 单元选择

MIDAS/Building 采用了具有非线性铰特性的梁柱单元。同时,采用非线性剪力墙单元,墙单元被分割成若干竖向和水平的纤维,每纤维含一个积分点。墙单元不考虑泊松比的影响,假定水平向、竖向、剪切变形互相独立。计算各积分点上的应变,利用材料的本构模型计算混凝土和钢筋的应力,剪切应力利用单元高斯点位置的剪切变形来计算确定。对于斜交网格桁架,则采用软件提供的非线性桁架单元^[17-18]。

2.4 构件滞回模型

本文的钢筋混凝土和型钢混凝土构件采用了修正武田三折线模型,钢结构构件采用了标准双折线滞回模型,构件滞回模型见图 3 和图 4,图中参数可参见文献[16],本文不予赘述。

2.5 地震波选取及模型验证

采用 3 组两向地震波(1 组人工波,2 组天然波)作为地震动输入,每组包含 2 个分析工况,分析工况的地震波强度比分别按 $X:Y=1:0.85$ 和 $X:Y=0.85:1$ 确定。抗震设防烈度为 7.5 度时,罕遇地震加速度最大值为 310 Gal,地震波持续时间为 35 s。图 5 给出了地震动加速度反应谱,其中, L256 和 L257 为天然波, L781 和 L782 为一组人工波, L750-4 和 L750-5 为另一组人工波。

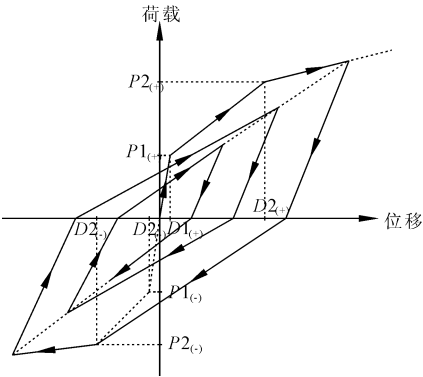


图 3 修正武田三折线模型

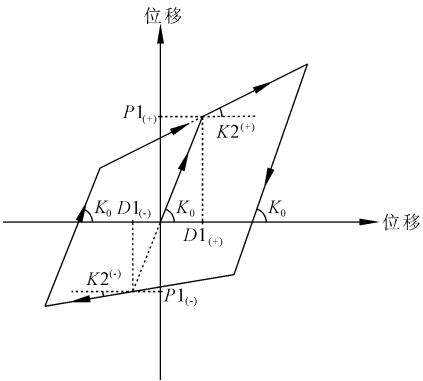


图 4 标准双折线滞回模型

该楼 MIDAS/Building 结构模型总质量为 190 636 t,与 SATWE 模型的总质量 188 859 t 很接近,对 MIDAS/Building 模型进行模态分析,并与 SATWE 计算

值进行比较。结果表明两个模型的计算结果基本一致,表 2 给出了对比结果。本文结构分析的模态阻尼比取为 4%。

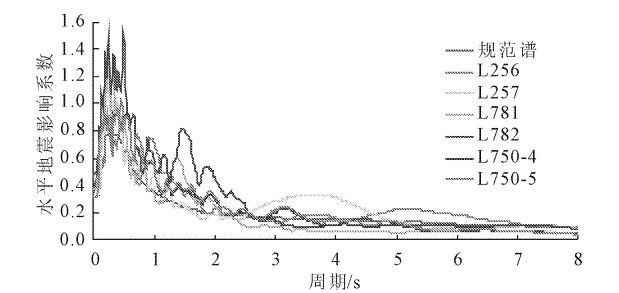


图 5 罕遇地震波加速度反应谱

表 2 模型自振周期对比 单位:s

阶次	周期	
	MIDAS/Building 法	SATWE 法
1	7.30	7.15
2	6.94	6.57
3	4.10	3.79
4	2.25	2.01
5	1.71	1.62
6	1.29	1.19

3 计算结果分析

3.1 结构整体响应

限于篇幅,本文选取地震响应相对最大的天然波工况进行分析。图 6 为层间位移角的变化曲线。规范^[8]规定混合框架-钢筋混凝土核心筒结构弹塑性位移角限值为 1/100,图 6 中的结构层间位移角均小于 1/100,满足规范限值要求,其余工况下结构层间位移角也均为超过规范限值。图 7 给出了天然波 1($X:Y=1:0.85$)结构底层 X 向和 Y 向的层间剪力时程变化曲线。 X 向和 Y 向剪力最大值分别为 108 512 kN 和 178 956.4 kN,由此可得, X 向剪重比为 5.69%, Y 向剪重比为 7.43%,满足规程^[6]要求。

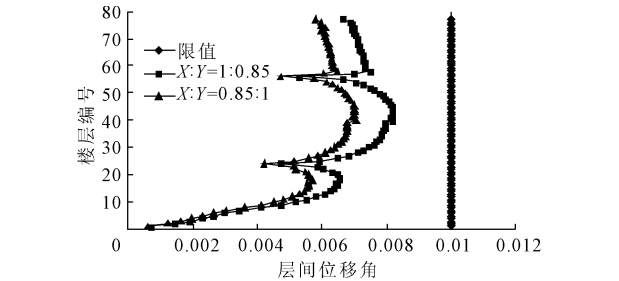


图 6 层间位移角

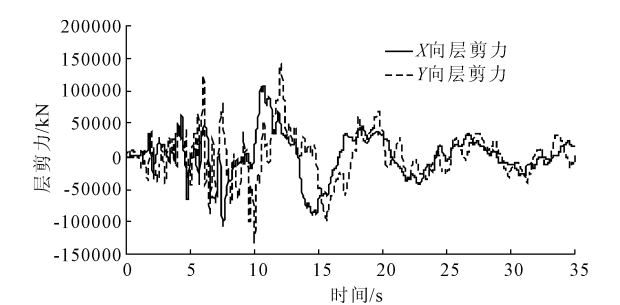


图 7 首层剪力时程曲线

3.2 斜交网格桁架的屈服状态

针对各关键构件,均采用天然波 1($X:Y=1:0.85$)作用下的计算结果进行分析。本文采用屈服状态来描述斜交网格桁架体系在罕遇地震作用下的弹塑性状态。由于支撑采用的是双折线铰,因此屈服状态图上仅输出 1st Yield 这一种状态,即达到屈服。图 8 给出了桁架体系在罕遇地震作用下的屈服状态,需要说明的是图中的 2nd Yield 和 3rd Yield 为软件自动显示,无需关注。在 1 s 时刻,在加强层桁架位置有 0.2% 的桁架铰发生塑性变形,在 10 s 时刻,发生屈服的桁架铰增加到 0.6%,在 30 s 时刻,加强层位置桁架铰发生塑性变形的支撑为 13.8%,结构其他部位的支撑则保持弹性状态。

3.3 框架柱塑性变形

框架柱是框架-核心筒结构中的关键抗侧力构件,框架柱在罕遇地震作用下的性能将决定结构是否能够实现“大震不倒”这一设计目标。本文框架柱所用的单元两端可形成压弯塑性铰,塑性铰可绕两个主惯性轴发生塑性转动。因此,可以通过观察地震过程中框架柱的塑性变形开展情况来评价框架柱抗震性能。图 9 给出了框架柱在 10 s 和 30 s 的塑性变形图。由图 9 可以看出框架柱在整个罕遇地震作用过程中所有的框架柱铰均未发生塑性变形,始终处于弹性工作状态。因而框架柱满足“强柱弱梁”的设计要求,具有足够的强度而不致屈服,保证了结构在大震作用下不倒。

3.4 钢框架梁屈服状态

采用屈服状态来描述框架梁在罕遇地震作用下的弹塑性状态,在模型上用圆点显示分配的框架梁铰状态。本结构框架梁基本采用型钢梁,钢梁采用的是标准双折线铰,因此屈服状态图上仅输出 1st Yield 这一种状态,即达到屈服。图 10 给出结构钢框架梁的屈服状态。在 1 s 时刻,所有的框架型钢梁均未屈服,全部处于弹性状态;在 10 s 时刻,在结

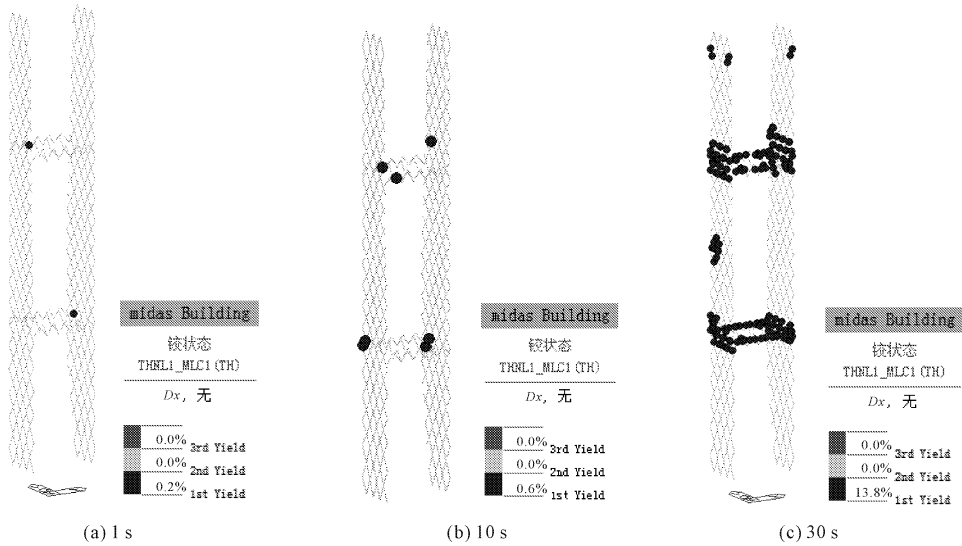


图 8 斜交网格桁架的屈服状态

构上部加强层附近的 56 和 57 层的少数框架梁出现屈服,数量占框架梁总数的 0.2%;在 20 s 时刻,在结构顶部、上部及下步加强层附近的少量框架型钢梁出现屈服,此时屈服的框架梁百分比仅为 1%,说明在罕遇地震作用下的框架型钢梁基本处于弹性状态。

3.5 核心筒应变

首先采用应变延性系数来评价剪力墙中混凝土的弹塑性状态,定义延性系数为 $\epsilon/\epsilon_{\text{yield}}$, ϵ 和 ϵ_{yield} 分别为混凝土实际发生的总应变和屈服应变值。图 11 给出了在罕遇地震作用下剪力墙混凝土轴向应变在 1 s、10 s 和 20 s 的延性系数云图。在 1 s 时刻,混凝土纤维延性系数最大值为 0.09,10 s 时刻的延性系数最大值为 0.31,20 s 时刻的延性系数最大值

为 0.85,可见在罕遇地震的整个持续作用时间内剪力墙混凝土纤维始终处于弹性工作状态。

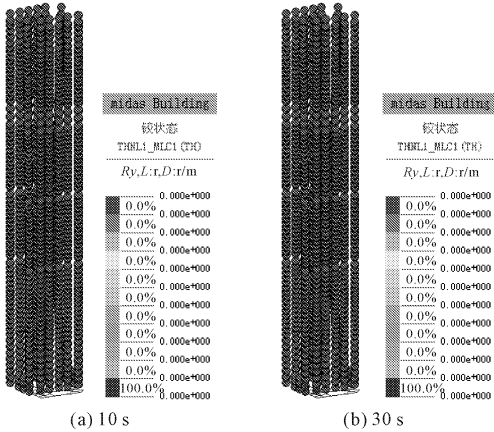


图 9 框架柱塑性变形

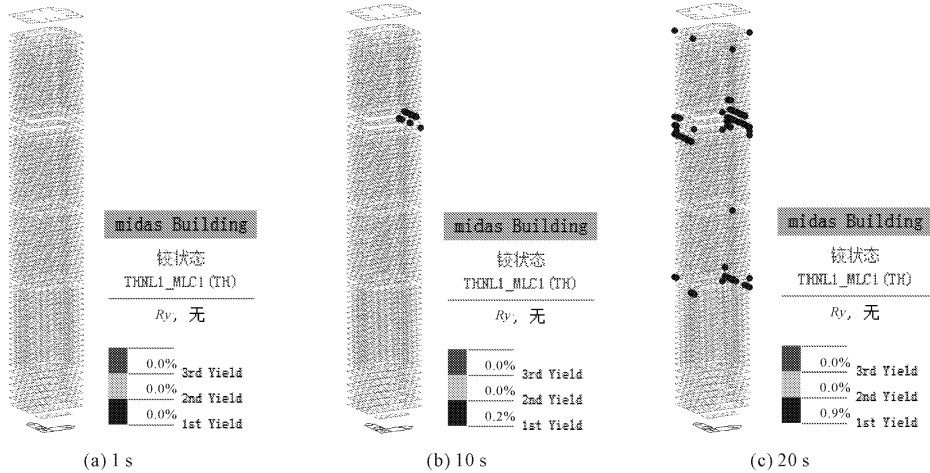


图 10 框架梁屈服状态

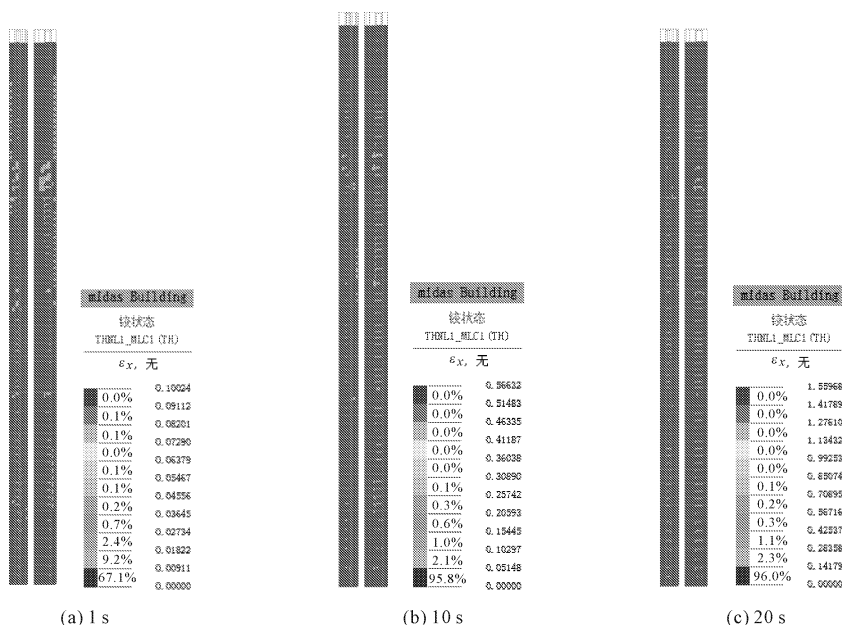


图 11 混凝土纤维受压应变延性系数

采用应变等级来评价剪力墙中钢筋纤维的弹塑性状态。钢筋的应变状态分 5 个状态,其应变分别为钢筋屈服应变的 0.7、1、2、4 和 8 倍,以此可以评价剪力墙钢筋的弹塑性状态。图 12 给出了罕遇地震作用下的剪力墙钢筋纤维的应变等级图。在 1 s 时刻,全部钢筋的应变都低于 0.7 倍屈服应变;在 10 s 时刻,此时有 0.2% 钢筋的应变在 0.7~1 倍屈服应

变之间,此时的剪力墙钢筋全部在弹性状态;在 20 s 时刻,有 0.1% 钢筋应变在 2~4 倍屈服应变之间,0.5% 钢筋应变在 1~2 倍屈服应变之间,0.7% 钢筋应变在 0.7~1 倍屈服应变之间,98.7% 钢筋应变在 0.7 倍屈服应变以下,其中,在剪力墙开洞口处,有少量钢筋屈服发生塑性变形,但破坏轻微。此外,绝大部分的剪力墙钢筋始终处于弹性状态。

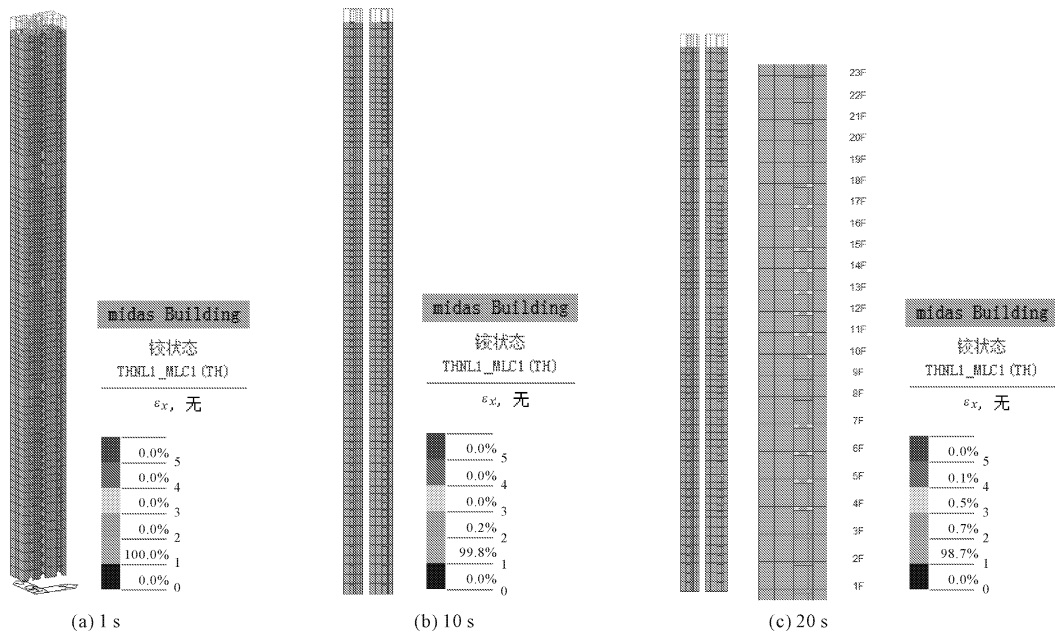


图 12 剪力墙钢筋应变等级

3.6 连梁延性系数

采用延性系数 D/D_2 来评价剪力墙连梁的弹塑性铰在罕遇地震作用下的状态, D 为实际发生的变

形值, D_2 为第二屈服变形限值。由于结构连梁为钢筋混凝土梁, 本文采用的是三折线铰, 因此, D_1 表示截面开裂时的变形限值, D_2 为截面屈服变形限值。

因此,采用无量纲系数 D/D_2 可以表示连梁的弹塑性铰状态,当 D/D_2 小于 1 时,表明连梁尚处于弹性状态;当 D/D_2 大于 1 时,说明连梁发生塑性变形。

图 13 给出了在罕遇地震作用下连梁弹塑性铰在 1 s、10 s 和 20 s 的延性系数 D/D_2 云图。

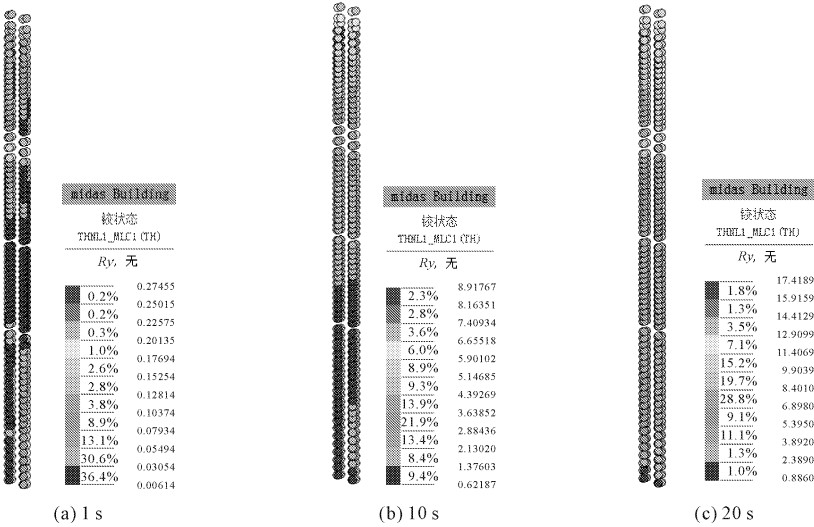


图 13 连梁弹塑性铰延性系数

从图 13 可以看出在 1 s 时刻, D/D_2 最大值为 0.275, 表明此时连梁仍未屈服, 尚全部处于弹性状态, 随着地震动的持续作用, 在 10 s 时刻, 只有 9.4% 的连梁处于未屈服状态, 在 20 s 时刻, 仅有 1% 的连梁未屈服。罕遇地震作用下, 连损伤较为严重, 达到了耗能目的。表明结构出现“梁铰破坏”, 实现了“强柱弱梁”的设计目标。

4 结 论

(1) 从结构整体受力指标来看, 罕遇地震作用下的结构楼层位移角时程包络满足规范的位移角限值要求。

(2) 结构主要抗侧力构件没有发生严重破坏, 绝大部分连梁屈服耗能, 结构表现出“梁铰破坏”, 实现了“强柱弱梁”的设计要求。

(3) 结构的破坏形态可描述为: 连梁率先出现塑性铰, 随着地震持续作用时间的增长, 绝大部分的连梁屈服; 在结构加强层由于受力较为集中, 其附近部分支撑发生塑性变形, 但仍有 86.2% 的斜交支撑桁架铰始终处于弹性态; 框架柱均未屈服, 地震输入结束时极少量局部剪力墙出现塑性变形, 未出现剪力墙全截面屈服的现象, 混凝土压应力和钢筋拉应力基本处于弹性阶段。

(4) 除了连梁、核心筒局部开洞处的墙体和少量加强层附近支撑, 结构其他部位基本没有破坏。

计算表明, 该结构能够抵御罕遇地震的作用, 结构整体安全, 不存在倒塌危险, 结构性能满足“大震不倒”的要求。

参考文献:

[1] 陆新征, 叶列平, 缪志伟. 建筑抗震弹塑性分析——原理、模型与在 ABQUS, MSC. MARC 和 SAP2000 上的实践 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.

[2] Lu X, Lu X Z, Zhang W K, et al. Collapse simulation of a super high-rise building subjected to extremely strong earthquakes[J]. Science China Technological Sciences, 2011, 54 (10): 2549-2560.

[3] 杜东升, 王曙光, 刘伟庆, 等. 无锡苏宁广场北楼基于性能的抗震设计研究[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(10): 48-55.

[4] 刘 鑫, 刘伟庆, 王曙光, 等. 不同弹塑性分析软件在超限高层建筑抗震性能分析中的联合应用研究[J]. 建筑结构学报, 2013, 34(11): 10-17.

[5] 葛 康, 陈世鸣. 悬挑大跨混凝土框架—剪力墙结构弹塑性分析及试验研究[J]. 振动与冲击, 2015, 34(8): 83-92.

[6] 北京迈达斯技术有限公司. Midas Building 工程实例分析与疑问解答 [M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2013.

[7] 林超伟. 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.

[8] 路江龙, 杨律磊, 龚敏锋, 等. 太原国海广场主楼罕遇地震弹塑性时程分析[J]. 建筑结构, 2014, 44(21): 42-46.