7. 汶川地震中典型RC框架的震害仿真与分析

林旭川[1]　潘　鹏[1]　叶列平[1]　陆新征[1]　赵世春[2]

（1 清华大学土木工程系，北京　100084；
2 西南交通大学土木工程系，成都　610031）

摘　要：四川汶川地震中，一些钢筋混凝土框架结构柱端出现严重的塑性铰，而梁端震害反而较轻，该结果不符合抗震设计的预期目标。本文基于地震灾区某典型框架结构的震害调查，对该框架结构进行了深入地有限元仿真分析。保持该框架结构质量分布基本不变的情况下，建立3种不同的计算模型：（1）纯框架模型；（2）带楼板的框架模型；（3）带楼板—填充墙的框架模型。对三种模型分别进行三维弹塑性时程动力分析，分析中采用本次地震中什邡八角镇的强震记录。分析结果表明，按照规范设计的框架结构无法保证“强柱弱梁”抗震设计目标的实现；填充墙的存在影响结构的破坏机制，填充墙上下设置不均匀容易导致框架软弱层。建议框架结构的设计应充分考虑楼板和填充墙对框架抗震性能的影响，适当提高柱的刚度和承载力，结构弹塑性分析应采用考虑结构楼板和填充墙的计算模型。

关键词：RC框架；抗震性能；楼板；填充墙；有限元模型；时程分析；破坏机制

1　引言

5月12日发生的四川汶川8.0级大地震，导致大量建筑破坏倒塌和重大人员伤亡。这次地震中，框架结构震害总体相对较轻，主要震害现象是框架结构填充墙开裂和破坏（如图1）。值得注意的是，由于楼板和填充墙对框架梁的刚度和抗弯承载力的增强作用，导致许多框架结构的柱端出铰，呈现“强梁弱柱”的破坏机制（如图2、图3），甚至造成倒塌破坏，这与框架结构“强柱弱梁”屈服破坏机制的抗震设计目标不符。文献[1]曾采用pushover方法分析表明，楼板对梁的加强作用影响“强柱弱梁”的实现，文献[2]认为有无填充墙的框架结构，其层间刚度、自振周期和位移响应等方面都不相同。文献[3]对一个三层五跨的框架空心砖填充墙结构和一个同样的纯框架结构进行刚度测试后发现，前者的抗侧移刚度是后者的7倍。文献［4］提出分步抗震设计方法以考虑填充墙逐步破坏对结构刚度的影响，该方法是对简单规则结构的弹性简化实用算法。

本文首先总结了框架结构设计中，规范对楼板和填充墙的相关规定。然后针对汶川地震中一典型“强梁弱柱”震害，分析了楼板和填充墙对框架结构塑性铰分布和破坏机制的影响，为完善框架结构的抗震设计提供参考。

© 1994-2012 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved.　http://www.cnki.net

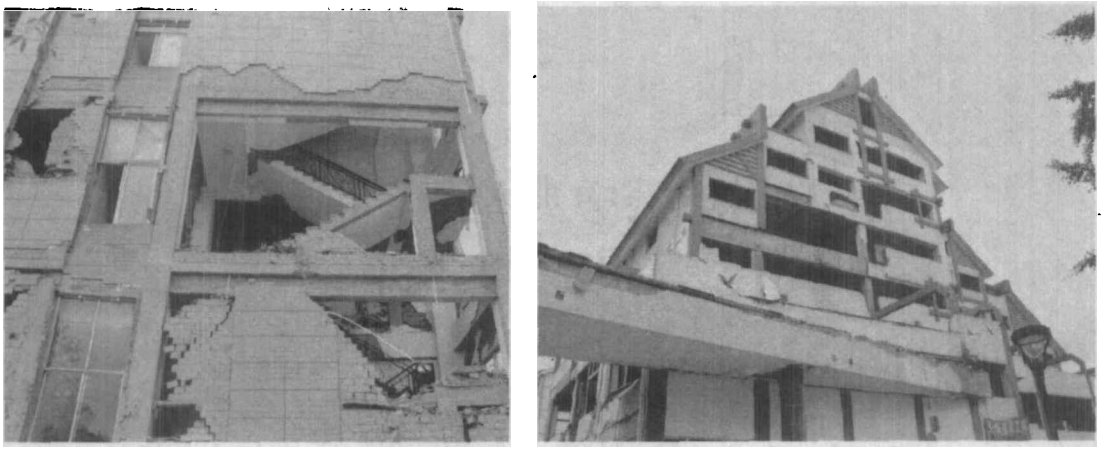


图 1 框架结构的填充墙开裂和破坏



图 2 框架梁和楼板过强导致出现柱铰破坏机制

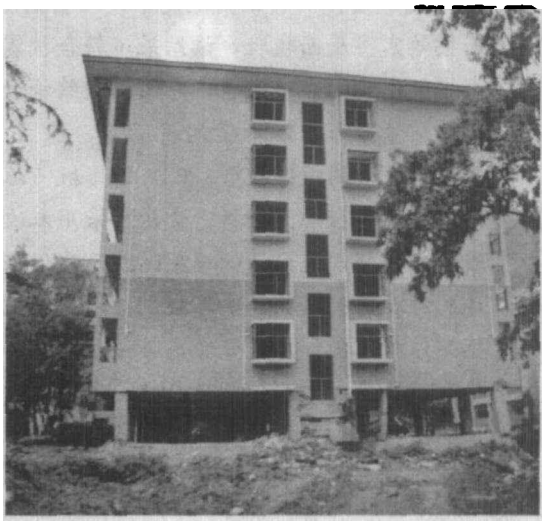


图 3 上部填充墙导致底部框架出现柱铰破坏机制

2 我国规范相关规定

关于围护墙和隔墙等非结构构件（以下简称“填充墙”）对结构抗震性能的影响，我国《建筑抗震设计规范》（GB 50011—2001）[5] 3.7.4 条规定：围护墙和隔墙应考虑对结构抗震的不利影响，避免不合理设置而导致主体结构的破坏。可见，这一条款明确指出了填充墙可能会带来的不利影响，但规范未给出如何考虑填充墙对结构抗震不利影响的具体方法。实际结构中填充墙的类型很多，布置复杂，与框架主体结构的连接构造也多种多样，其分析模型和参数难以统一规定，因此结构分析中考虑填充墙的难度较大。

目前我国实际工程中结构抗震设计中，仅要求对填充墙进行必要的拉结构造设计，一般未考虑填充墙对结构抗震性能的影响，在设计中大多按纯框架进行计算分析，部分考虑了楼板对框架梁刚度加强的影响。在考虑填充墙对结构整体抗震性能和破坏模式的影响方面，设计人员缺乏结构整体抗震概念设计思想，更缺乏配套的计算分析方法规定。

© 1994-2012 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

对于实际框架结构，框架梁的刚度和抗弯承载力将不同程度的受到楼板的加强。我国《高层建筑混凝土结构技术规程》（JGJ 3—2002）[6]的 5.2.2 条规定："在结构内力与位移计算中，现浇楼面和装配整体式楼面中梁的刚度可考虑翼缘的作用予以增大。楼面梁刚度增大系数可根据翼缘情况取为 1.3～2.0。对于无现浇面层的装配式结构，可不考虑楼面翼缘的作用。"

为保证框架结构实现"强柱弱梁"的目标，《建筑抗震设计规范》（GB 50011—2001）的 6.2.2 条及《高层建筑混凝土结构技术规程》（JGJ 3—2002）的 6.2.1 条作出如下规定：一、二、三级框架的梁柱节点处，除框架顶层和柱轴压比小于 0.15 者及框支梁与框支柱的节点外，柱端组合的弯矩设计值应符合下式要求：

$$\sum M_c = \eta_c \sum M_b \tag{1}$$

9 度抗震设计的结构和一级框架结构尚应符合：

$$\sum M_c = 1.2 \sum M_{bua} \tag{2}$$

式中，$\sum M_c$ 为节点上下柱端截面顺时针或反时针方向组合的弯矩设计值之和，上下柱端的弯矩设计值，可按弹性分析分配；$\sum M_b$ 为节点左右梁端截面反时针或顺时针方向组合的弯矩设计值之和，一级框架节点左右梁端均为负弯矩时，绝对值较小的弯矩应取零；$\sum M_{bua}$ 为节点左右梁端截面反时针或顺时针方向实配的正截面抗震受弯承载力所对应的弯矩值之和，根据实配钢筋面积（计入受压筋）和材料强度标准值确定；η_c 为柱端弯矩增大系数，一级取 1.4，二级取 1.2，三级取 1.1。

在框架结构内力计算中，对于现浇楼面和装配整体式楼面，框架梁的刚度可考虑翼缘的作用予以增大，这更符合结构实际的受力状态。相对于不考虑楼面影响的情况，考虑楼面影响后，框架梁的计算内力增大，配筋量也增大，这仅考虑了楼板刚度对框架结构内力的影响[7]，对"强柱弱梁"的控制无直接关系。式（1）和式（2）的要求是规范用于实现"强柱弱梁"的控制条件，表达式虽然根据框架的抗震等级给出柱端弯矩增大系数，但并未直接说明如何考虑楼板的影响，因此对楼板作用明显的框架，无法保证实现"强柱弱梁"。此外，式（1）中 $\sum M_c$ 与 $\sum M_b$ 为弯矩设计值，并非实际配筋，一旦框架梁内超配筋，也可能造成"弱柱强梁"。

3 数值模型

3.1 纤维梁模型及其试验验证

本文采用纤维梁模型建立纯框架模型。纤维模型是将杆件截面划分成若干纤维，每个纤维均为单轴受力，并用单轴应力—应变关系来描述该纤维材料的特性，纤维间的变形协调则采用平截面假定。清华大学编制了纤维模型程序，并通过通用商用程序 MSC. MARC 用户子程序[8]将其嵌入到该分析软件中，梁单元截面如图 4，可根据计算的需要调整截面混凝土纤维或钢筋纤维的数量。纤维模型采用的材料模型如下：在 Légeron&Paultre 模型[9]的基础上编制了纤维混凝土模型[10]，其单轴应力—应变关系曲线如图 5，骨架线加载可反映约束效应和软化行为，卸载及再加载曲线可反映材料在反复受力下的滞回和刚度退化的特性；在对 Légeron 等模型[11]进行改进的基础上，编制了钢筋纤维模型，可反映钢筋单调加载时的屈服、硬化和软化现象，并合理考虑了钢筋的 Bauschinger 效应（如图 6），

© 1994-2012 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

其与钢筋的材性试验结果吻合良好[11]。

文献［10］对钢筋混凝土框架柱[12,13]和框架结构[14]的实验结果运用上述纤维模型进行了计算对比，计算结果与试验结果吻合良好。该分析模型的材料本构模型和分析方法能够较全面准确地反映钢筋混凝土框架结构在反复地震作用下的复杂受力行为。

3.2 框架结构的有限元模型

所分析的本次地震中典型震害建筑位于都江堰（见图 3），为 6 层框架结构，沿框架短边的跨度为 7.2＋2.5＋7.2m，并在两端各悬挑 1m，长边方向 9 跨，每跨 6m，设防烈度为 7 度。框架结构部分的混凝土为 C30，纵筋采用 HRB335，柱截面 400mm×500mm，沿结构短边框架梁截面 250mm×720mm，沿结构长边框架梁截面 200mm×620mm；楼板厚 120mm，混凝土弹性模量取 30GPa，泊松比取 0.2。

为了研究楼板和填充墙对框架结构抗震性能的影响，在保持地震动作用与结构质量分布大致相同的情况下，本文建立了三个分析模型，分别为：工况 1 的纯框架模型（图 7）；工况 2 的带楼板框架模型（图 8）；工况 3 的带填充墙和楼板的框架模型（图 9）。框架部分采用纤维梁单元建模；考虑到实际震害情况中楼板基本无损伤，楼板采用弹性厚壳单元；填充墙采用经典弹塑性模型＋断裂本构模型[15]，极限强度 4MPa，弹性模量 6.4GPa，开裂强度 0.5MPa。

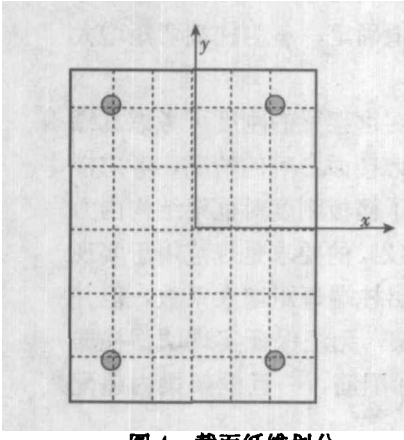


图 4 截面纤维划分

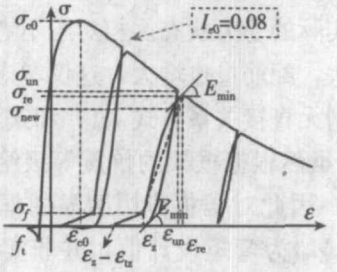


图 5 混凝土应力—应变关系曲线

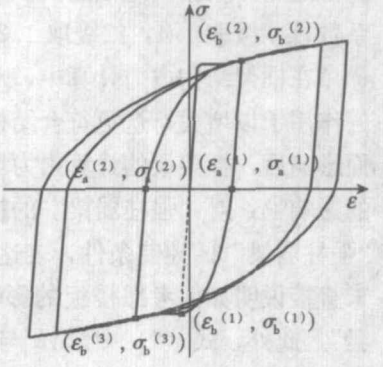


图 6 钢筋应力—应变曲线

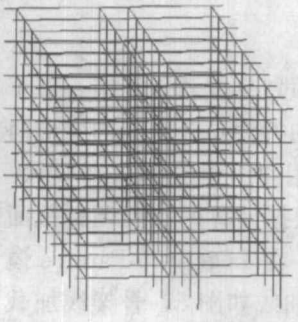


图 7 工况 1：纯框架模型

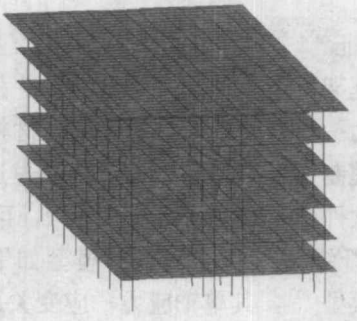


图 8 工况 2：带楼板框架模型

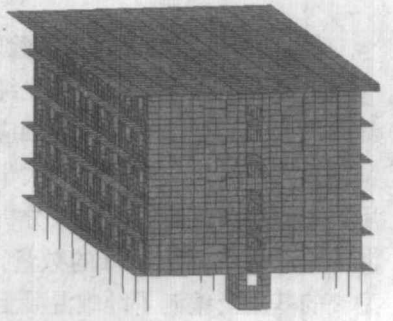


图 9 工况 3：带填充墙和楼板框架模型

© 1994-2012 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

本文对以上三个模型分别进行了三向地震动同时作用下的弹塑性时程分析。地震动采用汶川地震主震时什邡八角镇的地震记录，见图 10。图 11 给出了该地震记录的两个水平方向地震波的拟加速度反应谱与按规范 7 度大震和 8 度大震加速度反应谱的对比，可以看出南北分量的地震动比较强，在周期小于 2s 的区段内，其峰值加速度均显著高于规范反应谱。

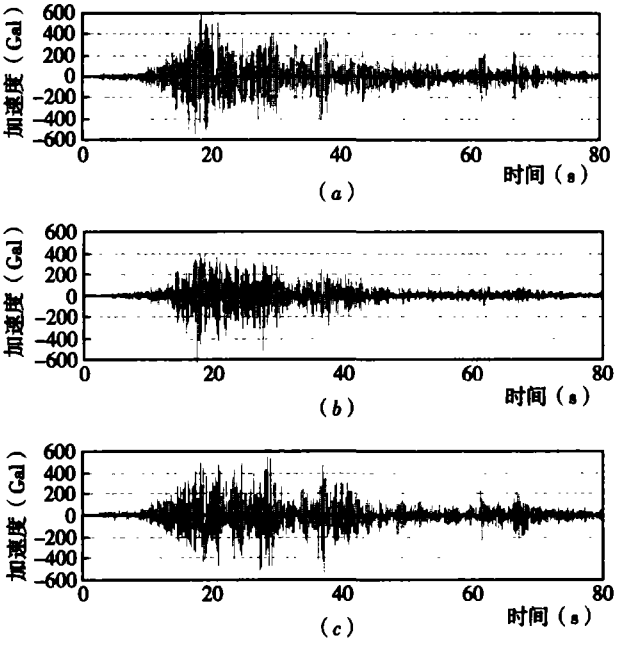


图 10 什邡八角镇地面加速度记录（2008）

(a) NS; (b) EW; (c) UD

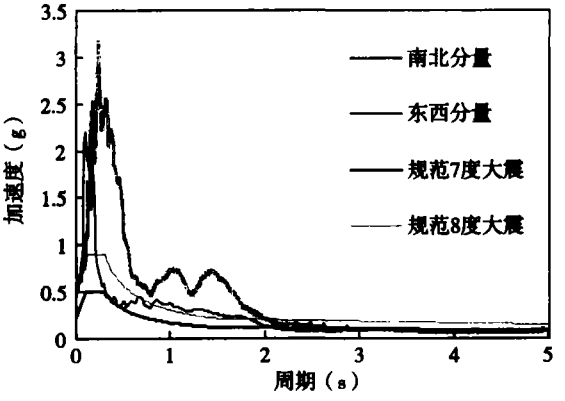


图 11 什邡八角镇地震记录拟加速度谱与规范[5]加速度谱

4 结果分析

4.1 结构总基底剪力时程

三个模型基底总剪力时程响应如图 12，最大基底剪力见表 1。纯框架模型与带楼板的

© 1994-2012 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

模型基底剪力的水准相差相对较小，且在17.0s后结构进入倒塌状态，基底剪力下降。带填充墙框架由于填充墙对结构刚度的增大作用，周期明显小于工况1的纯框架模型（见表1），导致结构受到的地震作用力增大，基底剪力是纯框架模型的近3倍。

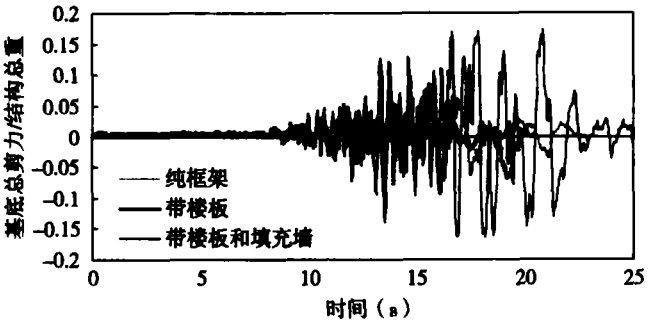


图12 结构总基底剪力时程响应（NS方向）

4.2 塑性铰分布与倒塌机制

工况1在18.0s时开始整体倒塌，工况2在16.5s时开始整体倒塌，工况3未发现整体垮塌。为方便比较，均取结构在18.0s时刻的塑性铰分布。由于三维框架结构构件繁多，各榀框架的塑性铰分布相似，文中仅给出中间一榀框架的塑性铰分布。下文将对三个不同框架模型在什邡地震波输入下的抗震性能进行分析比较。

沿结构横向（NS）的相关参数　　表1

参数 \ 模型	工况1 纯框架	工况2 带楼板	工况3 带楼板和填充墙
1阶周期	0.74s	0.63s	0.29s
最大基底剪力	0.067*G*	0.093*G*	0.172*G*
整体倒塌时刻	18.0s	16.5s	未整体垮塌

注：*G*为结构总重力荷载代表值，*G*=54500kN。

4.2.1 工况1

工况1纯框架模型在18.0s时的塑性铰分布如图13，所有框架梁端出现塑性铰，部分柱端出现塑性铰，主要集中于底层柱和中柱。需要指出的是，塑性铰的出现与梁柱端部的变形有关。中柱相对于边柱容易出现塑性铰，因为中柱节点两侧均有约束节点的梁，而边柱只有一侧有梁，中柱柱端变形大；顶部容易出现塑性铰，因为顶层节点只有下部有柱，梁相对刚度大、变形小，变形集中于柱端；底层最易出现塑性铰，除了底部楼层剪力大的缘故外，模型将柱底设为固端，所有变形集中于柱底，柱底最容易出现塑性铰。柱底出现塑性铰导致结构中弯矩重新分配，底层柱的顶部也容易出现塑性铰，这样结构接近形成倒塌机构，此后结构开始倒塌，图14给出了结构在19.0s时刻的变形，该时刻已出现了明显的倒塌变形。

© 1994-2012 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

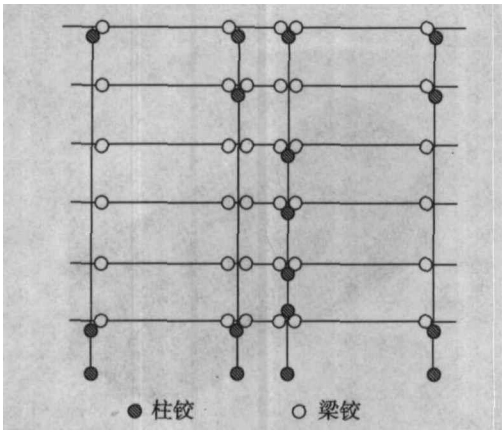


图 13 工况 1 的塑性铰分布（18.0s 时刻）

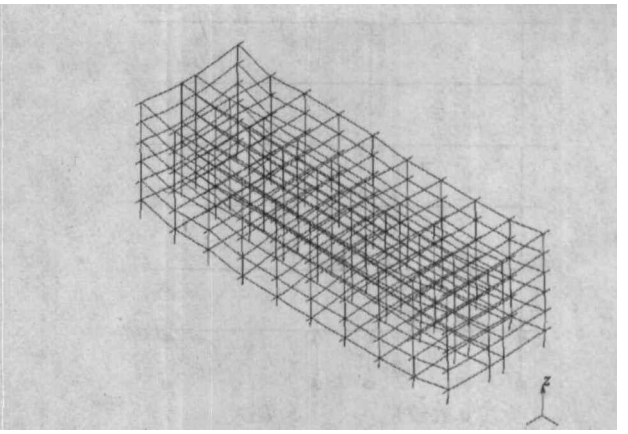


图 14 工况 1 的倒塌初期变形（19.0s 时刻）

4.2.2 工况 2

工况 2 带楼板的框架模型在第 16.5s 时开始倒塌，即结构整体无法继续承担竖向荷载。图 15 为该算例在第 18.0s 时刻的塑性铰分布，图 16 为该时刻的倒塌形态。与工况 1 不同，该工况中所有柱端出现塑性铰，且底层柱的塑性铰到达极限变形丧失承载力，梁端则只有出现少量塑性铰，整个结构已形成倒塌机构。可见，楼板对框架梁的加强作用，使得变形主要集中与柱端，使柱端首先出现塑性铰。

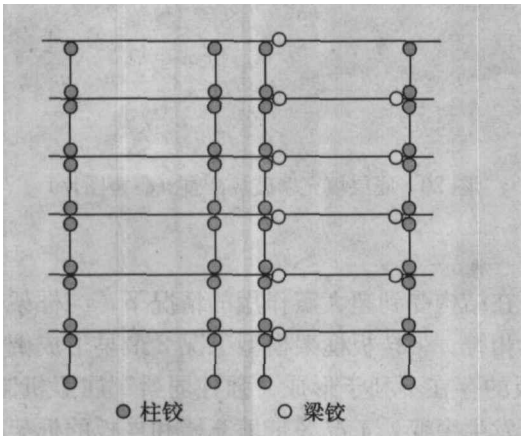


图 15 工况 2 的塑性铰分布（18.0s 时刻）

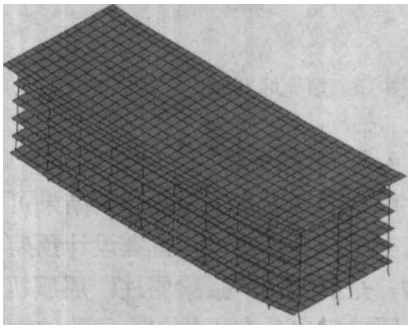


图 16 工况 2 的倒塌初期变形（18.0s 刻）

4.2.3 工况 3

工况 3 带填充墙和楼板的框架模型，与实际结构最接近。第 18.0s 时刻结构的塑性分布如图 17。结构底层柱端均出现塑性铰，结构出现明显的底层软弱层，这是由于二层以上存在大量的填充墙，对二层以上框架具有较强的加强作用。带填充墙结构虽然形成了层屈服机构，但是塑性铰的变形并不大，且底层楼梯间的隔墙也具有一定抗侧力能力，结构最终并未倒塌，只是出现了较大的残余变形，如图 18，这一点与震害表现相同。另外，由于底层隔墙较少，底层形成薄弱层，因此底层的隔墙破坏严重，如图 19，这与震害现象一致，如图 20。

© 1994-2012 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

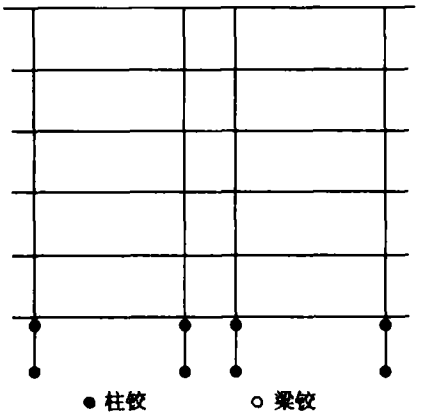


图 17 工况 3 的塑性铰分布（18.0s 时刻）

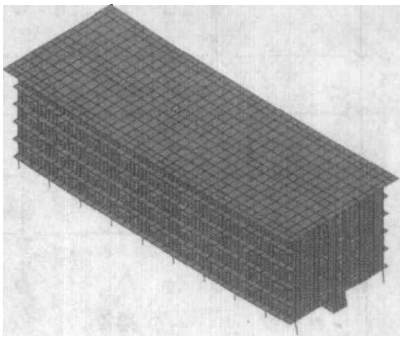


图 18 工况 3 的残余变形（地震结束）

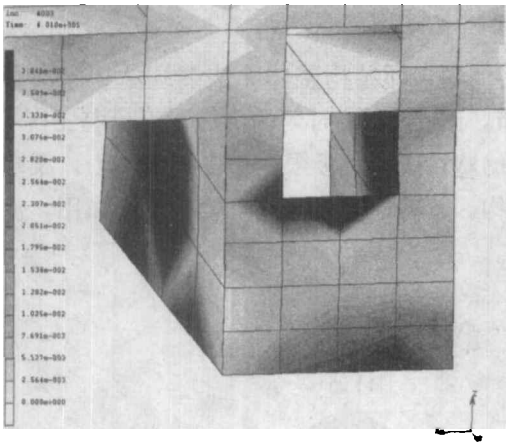


图 19 填充墙开裂应变云图（有限元）



图 20 底层填充墙破坏严重（震害图片）

4.3 比较分析

综合以上三个工况的分析结果可以看出，在结构受到超大震作用的情况下，纯框架模型工况 1 的计算结果与抗震设计预期目标基本相符。带楼板框架模型工况 2 最早形成倒塌机构，是典型的“强梁弱柱”屈服机制，楼板的存在不利于形成“强柱弱梁”屈服机制；由于隔墙竖向分布不均匀，导致结构竖向刚度发生突变，工况 3 带填充墙和楼板的框架模型形成明显的底部薄弱层，但填充墙使得结构原设计预期的“强柱弱梁”屈服机制发生改变，倒塌机制形成晚于工况 2，且带填充墙和楼板的框架二层以上结构基本完好。

根据以上分析结果，楼板和填充墙对框架结构抗震性能的影响总结如下：

（1）纯框架与规范设计预期相符，但是与实际结构的抗震性能和震害情况有差距，现浇楼板对框架梁的加强作用明显，不可忽略，按照规范设计的框架无法保证“强柱弱梁”的抗震设计目标的实现。

（2）填充墙对结构抗震的影响有利有弊。一方面填充墙起到一定的抗侧力作用；另一方面，若填充墙设置不合理，也可能导致结构形成对抗震不利的倒塌机构，如由于填充墙不均匀布置导致上下实际层刚度差异较大，可能使框架结构形成软弱层。另外，填充墙使结构刚度增大，结构受到的地震作用也增大，对于填充墙较多的多层框架，该现象非常明显。

© 1994-2012 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

4.4 讨论

该工程按工况1纯框架结构“强柱弱梁”屈服机制进行设计，而实际情况由于楼板和填充墙的影响，使实际结构强制按工况3形成底层层屈服机制，柱端的承载力得到充分发挥，这是导致工况3基底剪力增大比工况1和工况2大很多的原因。但需要指出的是，这并不能简单认为工况3的抗震性能优于工况1和工况2。因为，由于地震的随机性，地震输入能量也极易在该层形成集中[16,17]，因此层屈服机制极易造成层倒塌，本次地震就出现许多这类震害，见图21。



图21 汶川地震中框架结构层屈服机制倒塌震害

由于工况3的层屈服机制是未合理考虑楼板和填充墙影响所致，并不在设计预期掌控之中。如果实际工程中随意布置填充墙，可能造成结构平面不规则，地震作用下还有可能引起扭转效应，这将会加重层屈服机制的破坏可能。因此，在设计中充分考虑填充墙对整体结构抗震性能的影响是十分必要的，即应充分理解《建筑抗震设计规范》的3.7.4条规定，并在设计中予以落实。

然而，本文所分析的案例，底层全无填充墙。如考虑上部楼层填充墙的刚度贡献，该结构底层刚度显著小于上部楼层，形成能量集中耗散层屈服破坏机制，上部其他层填充墙不再破坏，甚至连裂缝也很少，具有类似“隔震”建筑的特征。这次地震中，许多如图21中形成层倒塌的震害，上部楼层的人员生命为受到伤害，但底层倒塌的人员则基本全部死亡。如果，底层不作为人员使用楼层，这种具有底层屈服机制的“隔震”建筑可作为一种能够抵御超大震的经济实用的结构方案。

5 结论与建议

(1) 基于灾区某典型震害框架结构的初步测量数据，分别建立纯框架模型、带楼板框架模型、带填充墙和楼板的框架模型，分析了楼板、填充墙对结构基底剪力、塑性铰分布和倒塌机制的影响。

(2) 震害和计算分析表明，现浇楼板的作用是导致“强梁弱柱”现象产生的原因，如

© 1994-2012 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net

在设计中为充分考虑楼板的影响，将导致按照规范设计的框架无法实现“强柱弱梁”的抗震设计目标，建议规范在验算强柱弱梁时应补充考虑楼板影响。

（3）填充墙的存在影响结构的破坏机制。对于填充墙设置不规则的框架容易出现软弱层，并可能导致扭转地震响应。因此，框架结构设计中，应充分考虑填充墙对整体结构抗震性能的影响，建议规范补充考虑填充墙影响的具体规定。

（4）框架结构弹塑性分析应采用能考虑楼板和填充墙影响的计算模型。

参 考 文 献

[1] 管民生，杜宏彪. 现浇楼板参与工作后框架结构的 pushove 分析研究 [J]. 地震工程与工程振动，2005，25 (05)：117－123.

[2] 陈立保，陈明祥，高作平等. 主厂房空间框架中考虑楼板作用的有限元分析 [J]. 工业建筑，2005，35 (S1)：420－422，431.

[3] Chaker A A，Cherifati A. Influence of masonry infill panels on the vibration and stiffness characteristics of R/C frame buildings [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics，1999，28 (9)：1061－1065.

[4] 刘建新. 填充墙框架房屋抗震设计新方法 [J]. 四川建筑科学研究，1997，02：29－33.

[5] 中华人民共和国建设部. 建筑抗震设计规范 GB 50011—2001. [S]. 北京：中国建筑工业出版社，2001.

[6] 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—2002. [S]. 北京：中国建筑工业出版社，2002.

[7] 黄靓，施楚贤，吕伟荣. 对框架填充墙结构抗震设计的思考 [J]. 建筑结构，2005，35 (08)：27－29.

[8] MSC. Software Corporation. MSC. Marc Volume D：User Subroutines and Special Routines (Version 2005)：2－45～2－49.

[9] Légeron F，Paultre，P. Uniaxial confinement model for normal and high-strength concrete columns [J]. Struct Eng，2003，129 (2)：241－252.

[10] 汪训流，陆新征，叶列平. 往复荷载下钢筋混凝土柱受力性能的数值模拟 [J]. 工程力学，2007，24 (12)：76－81.

[11] Légeron F，Paultre P，Mazar J. Damage mechanics modeling of nonlinear seismic behavior of concrete structures [J]. Struct Eng，2005，131 (6)：946－954.

[12] Zatar W，Mutsuyoshi H. Residual displacements of concrete bridge piers subjected to near field earthquakes [J]. ACI Structural Journal，2002，99 (6)：740－749.

[13] 李静. 矩形截面 FS 约束混凝土柱抗震性能的试验研究与理论分析 [D]. 北京：清华大学博士论文，2003.

[14] Asad U Q.. Study on Passive Control of RC Frame with High Strength Reinforcements in the Columns [D]. Beijing：Tsinghua University，2007.

[15] 江见鲸，陆新征，叶列平. 混凝土结构有限元分析 [M]. 北京：清华大学出版社，2005.

[16] 经杰，叶列平，钱稼茹. 基于能量概念的剪切型多自由度体系弹塑性地震位移反应分析 [J]. 工程力学，2003，20 (03)：31－37.

[17] 经杰，叶列平，钱稼茹. 不均匀剪切型层模型结构基于能量概念的弹塑性地震位移反应分析 [J]. 土木工程学报，2003，36 (12)：14－19.

© 1994-2012 China Academic Journal Electronic Publishing House. All rights reserved. http://www.cnki.net