

现浇楼板对 RC 框架结构破坏形式的影响分析

王素裹^a, 韩小雷^{a,b}, 季 静^{a,b}

(华南理工大学 a. 土木与交通学院, 广州 510640; b. 亚热带建筑科学国家重点实验室, 广州 510640)

摘要:结合“5·12”汶川地震的震害调查, 考察了现浇钢筋混凝土框架结构产生“强梁弱柱”破坏形式的原因, 重点分析了现浇楼板对框架梁抗弯承载力的增强作用, 研究表明影响现浇楼板对框架梁抗弯承载力增强程度的主要因素为节点类型、横向梁刚度和侧向位移。为详细研究这些主要因素的影响方式, 采用非线性有限元软件 ABAQUS 对侧向荷载控制下的现浇钢筋混凝土框架结构进行了模拟, 分析了不同侧向位移对应的楼板内钢筋应力变化情况, 并得出了梁端位置的现浇楼板有效翼缘宽度建议取值方法。

关键词:钢筋混凝土框架结构; 现浇楼板; 横向梁; 侧向位移; 楼板有效翼缘宽度

中图分类号: TU375 **文献标志码:** **文章编号:** 1674-4764(2009)01-0066-06

The Effect of Slabs on the Failure Mode of Reinforced Concrete Frame Structures

WANG Su-guo^a, HAN Xiao-lei^{a,b}, JI Jing^{a,b}

(a. School of Civil Engineering and Transportation; b. State Key Laboratory of Subtropical Building Science, South China University of Technology, Guangzhou 510640, P. R. China)

Abstract: A majority of reinforced concrete frame structure failure patterns resulting from the May 12, 2008 earthquake in Wenchuan County, P. R. China were analyzed. It was found that the main failure mode of frame works was “strong beam, weak column”, which conflicts with the design criteria of “strong column, weak beam”. The cause of this failure pattern was analyzed. A new concept is put forward that should be considered in design work. The over-strength caused by slabs connected monolithically to the beams is analyzed. The joint types, transverse beam stiffness and lateral drift influence the reinforcing effect of the slab. Moreover, a reinforced concrete frame model was simulated using the program ABAQUS. The slab reinforcement stress distributions at different lateral drifts were analyzed and the effective flange width value proposed.

Key words: reinforced concrete frame structures; transverse beam; lateral drift; effective flange width

为了保证现浇钢筋混凝土结构在地震作用下具有良好的耗能能力, 针对“大震不倒”的设防目标, 我国现行规范采用了“强柱弱梁”的设计准则^[1-2]。该设计思想与世界各国主流规范一致, 如新西兰规范、

美国 ACI 规范、加拿大 CSA 规范以及欧共体 EC8 规范。

然而, 现行规范针对“强柱弱梁”设计准则提出的设计方法只能在一定程度上减缓柱端的屈服, 并

收稿日期: 2008-09-20

基金项目: 华南理工大学亚热带建筑科学国家重点实验室开放基金资助项目(2008KA01)。

作者简介: 王素裹(1984-), 女, 华南理工大学博士研究生, 主要从事钢筋混凝土结构抗震性能研究, (Tel)020-87113349; (E-mail) wang.suguo@tom.com。

韩小雷(联系人), 男, 华南理工大学教授, 博士生导师, (Tel)020-87113349; (E-mail) xlhan@scut.edu.cn。

不能真正达到“强柱弱梁”、从而完全保证“大震不倒”的设防目标。国外的抗震规范也多以设计承载力衡量或将钢筋抗拉强度乘以超强系数来进行“柱端受弯承载力大于梁端受弯承载力”的概念设计。

针对“5·12”汶川地震中现浇钢筋混凝土框架结构的破坏形态展开研究发现:此类框架在震害中,出现的破坏形式多为与“强柱弱梁”设计准则相悖的“强梁弱柱”。结合国内外的研究^[3-11]及震害分析可知,造成这种破坏形式的一个主要原因在于结构设计中忽略了框架梁端附近现浇楼板对其抗弯承载力所起的增强作用。尽管早在 20 世纪七八十年代国内外学者就已经发现楼板对框架梁的抗弯能力具有不可忽视的增强作用,但是该认识始终只停留在定性的层面上,至今为止都未有人能够提出一个全面考虑现浇楼板对框架梁的量化影响形式。

针对现浇楼板对框架梁抗弯承载力的增强作用,重点分析了影响现浇楼板对框架梁抗弯承载力增强程度的主要因素:节点类型、横向梁刚度和侧向位移情况,并采用具有强大非线性功能的有限元软件 ABAQUS 对不同侧向位移下的现浇钢筋混凝土框架结构中楼板钢筋应力变化情况进行了模拟分析。得出现浇楼板内参与框架梁抗弯作用的钢筋量随着侧向位移的变化而变化,提出了经过简化和折算后用于计算现浇楼板内参与框架梁抗弯作用钢筋数量的有效翼缘宽度计算建议,以供工程实际应用参考。

1 “强梁弱柱”破坏形态原因分析

2008 年 5 月 12 日,我国四川省发生了里氏 8.0 级地震,主要结构形式——钢筋混凝土框架结构在本次地震中有着不同程度的破坏。通过对调查工作者提供的震害报告分析后发现,因柱端形成塑性铰或剪切破坏而造成房屋破坏的现象较为普遍,而结构工程师希望出现的、能够进行延性耗能的梁端塑性铰却极少出现。

现行抗震规范^[1]中,针对“强柱弱梁”的设计准则,采用的措施是控制梁柱的线刚度比、对柱截面的组合弯矩乘以增大系数以及一些构造上的要求。期望借此来保证在地震发生时,塑性铰能够首先出现在梁端、达到梁先屈服的目的,并通过梁端塑性铰的转动来消耗地震能量。

由此可见,大震下的实际破坏形式与预期目标之间存在着很大的差别:在实际震害中,框架结构中塑性铰难以在梁端形成、破坏形式基本为与“强柱弱梁”相悖的“强梁弱柱”形式。造成这一矛盾的原因

主要有:

1) 现浇楼板对框架梁的增强作用 设计规范除了在对框架梁跨中位置以 L 形梁或 T 形梁形式来考虑楼板对框架梁抗弯刚度带来的影响之外,在其他位置都忽略了楼板对梁刚度和强度上的提高,从而大大低估了框架梁的实际抗弯能力,造成了框架梁的“超强”现象。在框架梁端负弯矩作用处,一定宽度范围内的现浇楼板钢筋参与了框架梁端对负弯矩的抵抗作用,而设计规范给出的诸多措施中,都没有考虑到现浇楼板对其框架梁抗弯能力所起这一不可忽略的增强作用,只是在抗震规范的条文说明中点出^[1]:当计算梁端抗震承载力时,若计入楼板内的钢筋,且材料强度标准值考虑一定的超强系数,则可提高框架结构“强柱弱梁”的程度。

2) 采用的柱轴压比限值过大 为了满足建筑美观和节省材料等方面的要求,设计人员通过放大轴压比来尽量缩小柱截面尺寸。框架柱截面尺寸偏小,会造成一直处于高压状态的框架柱在罕遇地震作用时,无法抵抗进一步增大的轴力。此外,过小的柱截面也会造成梁柱刚度比偏小,使得“强柱弱梁”的屈服机制不易实现。

3) 刚性连接的填充墙等围护结构影响 在目前的设计方法中,仅考虑了与结构进行刚性连接的填充墙等围护结构对重力荷载的增加作用,而没有在内力计算中考虑填充墙等围护结构对结构带来的影响,即认为全部的竖向荷载和水平荷载都由钢筋混凝土框架来承担。对于填充墙在结构抗侧刚度的增强,现行设计方法一般通过基本周期折减系数法来进行考虑,即按纯框架刚度计算的基本周期、视结构具体情况乘以 0.6~0.8 的折减系数。这种考虑方法较为粗略,填充墙等围护构件的存在会影响结构的内力分布,如开洞后的填充墙会导致框架柱的有效长度减短而出现短柱现象,使得框架柱的变形能力和延性大大降低、造成在弯曲强度得到发挥之前先发生剪切破坏。另外,填充墙等围护结构的在结构竖向不连续分布,如底层大空间或错层结构,会造成结构楼层侧向刚度差异显著。

此外,一些设计习惯也会造成框架梁的“超强”,如考虑到施工过程中可能会出现偷工减料现象,因此设计人员在原有配筋的基础上再加大配筋量。

在上述的诸多原因中,对框架梁发生“超强”现象、从而出现“强梁弱柱”震害现象起主要作用的是现浇楼板对框架梁抗弯承载力的参与作用。因此,要实现梁端塑性铰先于柱端产生、达到延性耗能的目的,应合理考虑现浇楼板对其框架梁实际抗弯承

载力所起的有利作用、完善“强柱弱梁”的设计方法。

2 影响现浇楼板参与程度的主要因素

2.1 节点类型和横向梁刚度

由于楼板参与了框架梁的抗弯作用,在靠近框架梁支座一定宽度范围内,楼板钢筋应力表现为与框架梁内纵筋应力同号的拉应力。拉应力在横向梁内形成在楼板平面内并垂直于横向梁纵轴的拉力,在此拉力作用下,横向梁会在其截面内产生绕着横向梁中心轴发生扭转的扭矩和绕着横向梁弱轴方向的弯矩。扭矩大小为 $T = Fh$ (F 为参与纵向梁受弯作用的楼板钢筋产生的拉力; h 为 F 离横向梁中心轴的距离)。楼板钢筋在横向梁处产生的拉力由横向梁本身和横向梁另一侧楼板参与抗弯时产生的拉力来平衡。

2.1.1 内节点 在内节点处,由于横向梁两侧都存在现浇楼板,两侧楼板各自产生的拉力能够得到部分抵消,抵消不掉的拉力才以横向梁内扭矩和弱轴弯矩形式由横向梁来承受。因此,在内节点的横向梁上产生的扭矩和弱轴弯矩较小、横向梁发生扭转的程度和在板平面内弯曲变形的程度较轻、楼板内钢筋参与纵向梁的受力程度较大。

2.1.2 外节点 外节点处的横向梁,由于只有一侧存在现浇楼板,参与作用的楼板钢筋在横向梁处产生的拉力只能全部依靠横向梁自身来抵抗,产生的扭矩和弱轴弯矩较内节点处的横向梁大,使得横向梁较易发生扭转和弯曲变形,从而降低了板筋参与纵向梁抗弯的程度。

French 对 20 个试验数据进行统计总结后得出^[3],内节点处的纵向梁只考虑腹板所计算出的强度比实测强度降低 25%,而外节点处的纵向梁只考虑腹板所计算出的强度比实测强度降低 17%。由此可见,楼板的贡献在边节点处比在内节点处要小。另外,该文献还指出如果横向梁发生破坏,那么板对梁的贡献还要进一步减小。

综上所述,相比于内节点,外节点处横向梁对现浇楼板内板筋在纵向梁抗弯中的参与程度有着更大的影响。发生扭转和楼板平面内弯曲后的横向梁会导致楼板钢筋参与程度减小,因此,要使外节点处的楼板钢筋具有与内节点处楼板钢筋相同的参与程度,外节点处的横向梁需要提供比内节点处横向梁更高的刚度和强度来抵抗扭矩和弱轴弯矩。

2.2 侧向位移

楼板钢筋在框架梁抗弯承载力中的参与程度随着结构侧移的增大而增大,在结构侧移值很大时,甚

至有可能全部板宽范围内的钢筋都成为梁的有效受拉钢筋。本文采用具有强大非线性分析功能的大型有限元软件 ABAQUS^[12-14],对侧向荷载控制下的钢筋混凝土框架结构进行了模拟分析,重点研究楼板钢筋在不同侧向位移下的应力变化情况。

2.2.1 模型说明 本算例采用的模型为单层单跨的钢筋混凝土空间框架结构,板厚为 100 mm、梁跨长为 4 000 mm、层高为 3 000 mm,梁的截面尺寸为 200 mm×400 mm、柱截面尺寸为 300 mm×300 mm。

作用在结构上的荷载按荷载规范^[15]的建议取值:在基本荷载效应组合下,考虑了楼面均布永久荷载和均布活荷载后得到的板面荷载为 7.0 kN/m²,直接作用在梁上的墙载为 3.6 kN/m,柱上施加轴力为 1 203.3 kN。在 ABAQUS 中的荷载施加情况如图 1 所示,侧向位移沿着图 1 中的 x 轴方向从右向左施加,即 x 轴方向上的梁为纵向梁、 z 轴方向上的梁为横向梁。

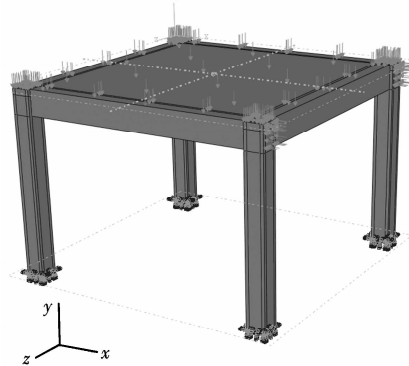


图 1 模型荷载分布图

根据荷载施加情况得出各个构件配筋情况如下:板底配筋为双向 8@150、板面配 8@200 钢筋(长为 $l/4 = 1$ m);梁内底部、顶部纵筋分别采用 2 14,箍筋为 $\varphi 8@200$;柱内配筋为 4 16,箍筋为 $\varphi 8@200$ 。其中,梁柱加密区内的箍筋为 $\varphi 8@100$,长度按照抗震规范^[1]中的要求选取。

混凝土本构关系采用损伤塑性模型,该模型能够模拟混凝土在各种荷载类型下的拉伸开裂和压缩破碎形态并且可以考虑拉压损伤,在这方面损伤塑性模型优于弥散裂缝模型。模型中的混凝土弹性模量取 3.25×10^4 MPa,泊松比取为 0.167,单轴抗压强度取 26.8 MPa,单轴抗拉强度取 2.39 MPa。在弹塑性分析中,为了防止体积自锁,单元类型采用八节点减缩积分实体单元 C3D8R。

梁、板、柱钢筋采用描述弹塑性的双斜线数学模型,材料力学性能参数见表 1。单元类型采用三维桁架线性单元 T3D2。

表 1 钢筋力学性能指标

	弹性模量/MPa	泊松比	屈服强度/MPa	屈服应变	极限强度/MPa	极限强度对应的应变
受力筋	2.0×10^5	0.3	335	0.002	400	0.01
箍筋	2.0×10^5	0.3	235	0.002	300	0.01

2.2.2 计算结果分析 模型结束分析时达到的侧向位移值为 93.02 mm,对应的层间位移角为 1/32,模型在加载结束后的最终侧向位移值及变形情况如图 2 所示。

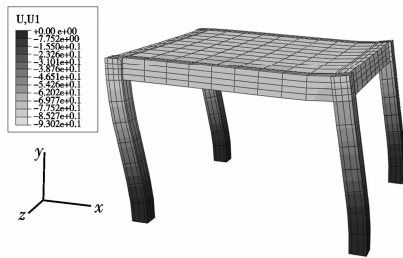


图 2 模型最终变形图

图 3 和图 4 分别给出了楼板离纵向梁端不同宽度处、与梁平行的板面和板底钢筋在不同侧向位移值下的应力变化图。图中的横坐标 d 为板宽方向上板筋离纵向梁端的距离、图例为模型对应的不同侧移值。

通过对图 3、图 4 中楼板板面和板底钢筋在不同侧向位移下的应力分布情况进行分析可知:在负弯矩作用下,除了纵向框架梁矩形截面内的纵筋之外,与纵向框架梁平行(即 x 轴)的板面和板底钢筋也参与了纵向框架梁的抗弯作用。并且,在框架结构分别达到现行抗震规范^[1]给出的弹性层间位移角限值 1/550(即侧向位移为 5.5 mm)和弹塑性层间位移角限值 1/50(即侧向位移为 60 mm)时所对应的楼板钢筋参与范围有着很大的不同:

弹性范围内,即对应层间位移角限值 1/550 时,结构发生的侧移值较小,因而在楼板板面、板底中只有少部分靠近纵向框架梁端位置的钢筋参与了抗弯作用,如图 3、图 4 中对应侧移值为 6.64 mm 钢筋应力曲线。

当结构进入到弹塑性阶段后,参与纵向梁端抗弯作用的板内钢筋数量随着侧向位移值的增大而增加,楼板内钢筋应力值也随着侧向位移的增大而增长。从图 3、图 4 中的楼板钢筋应力分布情况可以看出,侧向位移值为 59.7 mm 之前的参与作用楼板钢筋数量随着侧移值增长迅速;当侧向位移增加到层间位移角限值 1/50(59.7 mm)后,参与作用的楼板钢筋数量增加速度开始减缓,并逐渐趋于一个固定值。另外,对板宽范围内同一位置的板筋应力进

行比较后可得,板筋应力在达到 1/50 的层间位移角限值后,增大的幅度也开始变缓、并趋于固定值。

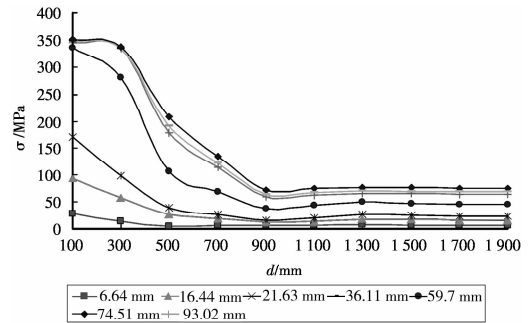


图 3 板面钢筋沿板宽方向应力分布图

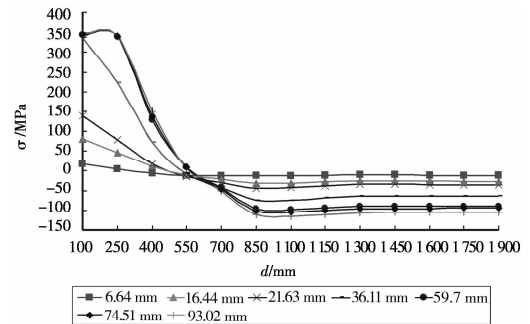


图 4 板底钢筋沿板宽方向应力分布图

由图 3 可知,当达到规范规定的弹塑性层间位移角限值 1/50 时,几乎全部板面钢筋都参与了纵向梁的抗弯作用。另外,从图 3 还可看出,距离梁端越近的板筋参与程度越大;当与纵向梁端的距离大于 900 mm 时,板面钢筋在不同侧向位移下的应力变化趋于平缓。

由图 4 可知,板底钢筋对纵向梁的抗弯作用的影响方式与板面钢筋类似,但其参与程度较板面钢筋有所减缓,当离纵向梁端的距离超过 550 mm 时,可以认为板底钢筋对纵向梁的抗弯能力没有影响。

根据非线性有限元分析结果可以证明:结构的侧移值在很大程度上影响了板内钢筋的参与效果,并且楼板的参与程度随着侧移值的增大而增大。由此可见,板筋对纵向梁抗弯能力的参与程度还应结合结构的层间位移角来进行量化计算。

3 楼板有效翼缘宽度

从图 3、图 4 沿板宽方向的应力分布图可知,板

内钢筋应力分布沿着横向梁方向并非均匀分布,而是曲线分布的,且离纵向梁越远的楼板钢筋参与框架梁抗弯作用程度就越小。文献3调查研究显示:尽管在较大宽度范围内有板筋参与纵向梁的抗弯,但是大部分的板筋都没能达到屈服强度,只有在离纵向梁较小宽度范围内的板筋能达到屈服强度。

为了方便结构设计,可考虑采用楼板有效翼缘宽度来作为对楼板提供的抗弯能力进行折算和简化。假定在有效翼缘宽度范围内的板筋全部参与纵向梁的抗弯,并且应变在该有效翼缘宽度范围内为均匀分布,如图5所示。论文所提出的“有效翼缘宽度”是基于抗弯强度得到,该宽度的取值依据主要是楼板内参与框架梁抵抗负弯矩作用的钢筋数量,与现行规范中基于刚度给出的“翼缘的计算宽度 b_f' ”不同。

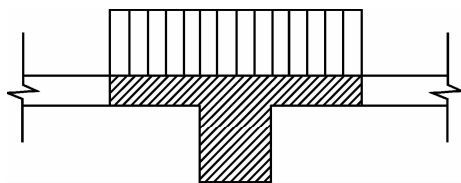


图5 有效翼缘内的应变分布图

由单层单跨钢筋混凝土框架结构在ABAQUS中的模拟分析,简化后得出的楼板有效翼缘宽度可采用如下取值方法:

1)弹性阶段 由图3、图4可知,板内钢筋参与的程度很小,对应1/550的层间位移角限值时,板面和板底离梁端最近钢筋应力分别为24.5 MPa和16.8 MPa。说明单独由翼缘承担的弯矩很小,此时取楼板有效翼缘宽度为每侧1倍板厚。

2)弹塑性阶段 可根据实际应力分布曲线和坐标轴之间的面积与简化为矩形分布后的面积相等的原则求得对应的不同侧移下对应的有效翼缘宽度。

设对应某侧移值的板面钢筋实际应力分布曲线表达式为 $f_1(x)$ 、板底钢筋实际应力分布曲线表达式为 $f_2(x)$ 、梁端矩形截面内受拉钢筋应力为 σ_s 。则简化后的楼板每侧有效翼缘宽度 b_f 可按下式求得:

$$b_f = \frac{\int f_1(x)dx + \int f_2(x)dx}{\sigma_s} \quad (1)$$

根据得出的有效翼缘宽度建议取值方法,在小震作用下,采用弹性阶段的有效翼缘宽度值来进行框架梁端截面配筋;在中震、大震作用下,采用弹塑性阶段的有效翼缘宽度值来计算框架梁端截面承载力,验证框架结构是否能满足“强柱弱梁”的设计要求。

4 结论

根据现浇钢筋混凝土框架结构震害情况和侧向荷载控制下的钢筋混凝土空间框架结构的数值模拟,可得以下主要结论。

1)按照现行抗震规范设计的框架结构,在大震中破坏形式多为与预期的“强柱弱梁”相悖的“强梁弱柱”,主要原因有现浇楼板对框架梁的增强作用、采用的柱轴压比限值过大、与框架进行刚性连接的填充墙等围护结构影响及设计人员设计习惯等。

2)影响现浇楼板在框架梁增强作用中参与程度主要因素有节点类型、横向梁刚度以及侧向位移值。

3)外节点处横向梁的刚度和强度对现浇楼板内板筋在纵向梁抗弯承载力的参与作用的影响大于内节点处横向梁对板筋参与作用的影响。

4)现浇楼板内板筋的参与程度直接受到侧向位移大小的影响:侧向位移越大、结构的非线性变形越大,参与作用的板内钢筋就越多。并且,板面和板底钢筋在不同侧移下的应力变化有所不同,板面钢筋参与程度较板底钢筋大。

5)经过简化后得出的有效翼缘宽度建议取值方法可用于小震作用下的梁端截面配筋计算和中震、大震作用下的框架梁端截面承载力验算是否能满足“强柱弱梁”的设计要求。

参考文献:

- [1] 中华人民共和国行业标准. GB50011-2001 建筑抗震设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2001.
- [2] 中华人民共和国行业标准. GB50010-2002 混凝土结构设计规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社,2002.
- [3] FRENCH C W. Effect of Floor slab on behavior of slab-beam-column connections[C]//ACI SP-123, Design of Beam-Column Joints for Seismic Resistance, 1991.
- [4] LOWES L N, ALTOONTASH A. Modeling reinforced-concrete beam-column joints subjected to cyclic loading [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2003, 129(12): 1686-1697.
- [5] MITRA N, LOWES L N. Evaluation calibration and verification of a reinforced concrete beam - column joint model [J]. Journal of Structural Engineering, ASCE, 2007, 133(1): 105-120.
- [6] PANTAZOPOULOU S J, FRENCH C W. Slab participation in practical earthquake design of reinforced concrete frame[J]. ACI Structural Journal, 2001, 98(4): 479-489.
- [7] QI X. The behavior of a R/C slab-beam-column subassembly under lateral load reversals [R]. CE299

- report, Structural Engineering and Structural Mechanics, Department of Civil Engineering, University of California at Berkeley, Berkeley, California, 1986.
- [8] 蒋永生,陈忠范,周绪平,等. 整浇梁板的框架节点抗震研究[J]. 建筑结构学报,1994, 15(6): 11-16.
JIANG YONG-SHENG, CHEN ZHONG-FAN, ZHOU XU-PING, et al. Aseismic research on RC frame joint of monolithically casted slab [J]. Journal of Building Structures, 1994, 15(6): 11-16.
- [9] 刘光明,杨红,邹胜斌,等. 基于新规范的钢筋混凝土框架抗震性能评价[J]. 重庆建筑大学学报, 2004, 26(1): 40-49.
LIU GUANG-MING, YANG HONG, ZOU SHENG-BIN, et al. Seismic assessment of RC frame structure based on new design codes [J]. Journal of Chongqing
- Jianzhu University, 2004, 26(1): 40-49.
- [10] 唐九如. 钢筋混凝土框架节点抗震[M]. 南京:东南大学出版社,1989.
- [11] 徐飞略. 竖向荷载作用下现浇钢筋混凝土框架结构弹塑性分析与试验研究[D]. 广州:华南理工大学, 2007.
- [12] ABAQUS, Inc. ABAQUS user manual, version 6. 7 [M]. 2007.
- [13] 石亦平,周玉容. ABAQUS有限元分析实例详解[M]. 北京:机械工业出版社, 2006.
- [14] 庄茁,张帆,由小川,等. ABAQUS非线性有限元分析与实例[M]. 北京:科学出版社, 2005.
- [15] 中华人民共和国行业标准. GB50009—2001 建筑结构荷载规范[S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2002.

(编辑 王秀玲)

(上接第 65 页)

- XIONG Xiang-yang, QI Zhen-hua. The influence of lateral load patterns on the results of static Pushover analysis [J]. Building Science, 2001, 17(5): 8-13.
- [3] 侯爽,欧进萍. 结构 Pushover 分析的侧向力分布及高阶振型影响[J]. 地震工程与工程振动, 2004, 24(3):89-97.
HOU SHUANG, OU JIN-PING. A study of load pattern selection of pushover analysis and influence of higher modes [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2004. 24(3): 89-97.
- [4] KALKAN E, SASHI S K. Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures [J], Journal of Structural Engineering, 2006, 132(11): 1721-1731.
- [5] SUN JING-JIANG, Tetsuro O, ZHAO YAN-GANG, et al. Lateral load pattern in pushover analysis [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2003, 2(1): 99-107.
- [6] JAVADEN S I, TAGHINELHAD R. Evaluation of lateral load patten in pushover analysis [J]. WIT Transactions on the Built Environment, 2007, 93(6): 279-287.
- [7] CARDONE D. Nonlinear static methods vs. experimental shaking table test results [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2007, 11(6):847-875.
- [8] CHOPRA A K, GOEL K. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31:561-582.
- [9] 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.
- WANG YA-YONG, LIU XIAO-DI, CHENG MIN-XIAN. Study on the input earthquake ground motion for time history analysis of structures [J]. Journal of Building Structures, 1991, 12(2):51-60.
- [10] MAZZONI S, MCKENNA F, SCOTT M H and FENVES G L. OpenSees Users Manual [R]. PEER, University of California at Berkeley, 2006.
- [11] SCOTT B D, PARK R, PRIESTLEY M J N. Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates [J], ACI Structural Journal, 1982, 79(1): 13-27.
- [12] SPACONE E, FILIPPOU F C and TAUCER F. Fiber Beam-column Model for Non-linear Analysis of R/C Frames, part 1 Formulation [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 1996, 25 (7): 711-725.
- [13] SCOTT M H, FRANCHIN P, FENVES G L, et al. Response sensitivity for nonlinear beam-column elements [J], Journal of Structural Engineering, 2004, 130(9): 1281-1288.
- [14] FEMA273. NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of building [R]. Washington D. C.: Federal Emergency Management Agency, 1996.
- [15] CHOPRA A K, GOEL R K, CHINTANAPAKDEE C. Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands [J]. Earthquake Spectra, 2004, 20(3): 757-778

(编辑 胡玲)