

# 典型框架式学校建筑的抗震性能分析

蔡志灵<sup>1</sup> 林树枝<sup>2</sup>

(1. 厦门大学建筑与土木工程学院 厦门 361005; 2. 厦门市建设与管理局 厦门 361003)

**[摘要]** 本文在研究汶川地震灾区学校建筑震害的基础上,探讨了中小学校典型框架结构即外廊悬挑式单跨框架结构的抗震性能。基于静力非线性方法,用 ETABS 对典型框架结构进行弹塑性分析,对不同水准下结构的出铰顺序,出铰数量,侧向位移等进行对比,得出相应的抗震性能评价,本文还对该框架结构的薄弱部位进行分析,提出加固改造的相关建议。本文的研究工作对提高学校建筑的抗震能力具有实用价值。

**[关键词]** 学校建筑 典型框架 抗震分析

## The Seismic Analysis of Typical Frame Structure of School Buildings

**Abstract:** Based on the damage analysis of school buildings during Wenchuan Earthquake, the seismic capacity of the typical frame structure of school buildings was discussed. By means of ETABS software, the elastoplastic analysis of typical frame structure was carried out to study the order of plastic hinges, the amount of plastic hinges and the lateral displacement etc. In order to improve the seismic capacity, some suggestions were given for the retrofit of old school buildings. This research is very valuable to enhance the seismic capacity of school buildings.

**Key words:** School Buildings; Typical Frame Structure; Seismic Analysis

### 1 引言

5·12 汶川地震中,中小学校建筑遭到严重破坏(图1),例如什邡山区有7所中小学校垮塌,都江堰聚源中学两幢教学楼垮塌,新建小学的部分教室垮塌,北川县北川中学两栋六层高的主教学楼塌陷等等,大批学生被掩埋在废墟之中,伤亡极其惨重<sup>[1]</sup>。



图1 中小学校建筑破坏严重

从这些倒塌的中小学校建筑中可以发现,外廊悬挑式单跨框架结构,抗变形能力差,抗侧刚度低,在强烈地震作用下不能满足现行抗震规范“大震不倒”的要求。多数建筑,其框架节点破坏严重,导致房屋倒塌;有些房屋楼梯间损坏,堵塞的逃生通道,或悬挑走廊破坏,影响灾后救援。

### 2 破坏原因分析

#### 2.1 由结构体系引起的

结构体系宜具有多道抗震防线,框架结构应尽可能增加

超静定次数,提高结构的冗余度。学校建筑多采用外廊悬挑式单跨框架结构,没有多余冗余度,属于单道设防,在地震中容易破坏,且破坏严重,只要有少量柱子损坏就易引起整体倒塌<sup>[2]</sup>。

学校建筑也可设计成内廊式多跨框架结构<sup>[8]</sup>。与外廊悬挑式单跨框架结构相比,内廊式多跨框架结构的超静定次数较多,当某些局部构件破坏时,结构仍有足够的整体稳定性。此外,内廊式多跨框架结构的抗扭能力优于外廊悬挑式单跨框架结构,在地震作用下不易出现扭转破坏。

#### 2.2 由强梁弱柱引起的

“强梁弱柱”易引起框架结构垮塌破坏,规范明确规定,框架结构应设计成“强柱弱梁”。“强柱弱梁”是指在强烈地震作用下,为使框架保持足够的承载能力并避免结构整体倒塌,塑性铰应首先在梁上形成,同时应尽可能避免在柱上出现塑性铰。为了实现“强柱弱梁”,抗震规范规定梁柱在节点处的弯矩设计值应符合:

$$\sum M_c = \eta_c \sum M_b \quad (1)$$

式中,  $\eta_c$ ——强柱系数,一级框架为1.4,二级为1.2,三级为1.1。但汶川地震震害调查表明<sup>[2]</sup>,即使按式(1)的要求进行设计,大多数结构的塑性铰仍首先在柱端出现(图2),“强柱弱梁”难于实现。

本文认为,典型框架式学校建筑没有真正实现“强柱弱梁”的设计意图,主要由以下几个原因造成:

(1) 现浇混凝土楼板对梁的影响:楼板与梁整浇,共同承载,由于楼板的作用,框架梁的刚度增大很多,导致了梁的抗弯能力明显强于柱子。规范规定,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

作者简介:蔡志灵,男,福建厦门人,1984年10月出生,在读硕士研究生,结构工程专业。

林树枝,男,福建厦门人,1963年5月出生,工学博士、教授级高工、教授、博士生导师,总工程师。长期从事高层建筑结构、结构抗震、结构优化设计、地基基础及建筑节能研究。



图2 汶川地震中“强梁弱柱”破坏(漩口中学)

以增大。楼面梁刚度增大系数可根据翼缘情况取为 1.5~2.0。但在实际计算中,楼板对梁刚度的增大作用往往被忽视或考虑不足。

(2) 梁端的内力被高估,配筋过多:虽然在实际设计中采用了塑性内力重分布,并采取将梁端内力调整到柱边等减少梁端设计弯矩的做法,但在截面设计时却把对应的配筋全部集中在梁端,楼板再另配钢筋,导致梁端配筋过多。

(3) 柱子的截面太小:柱子截面根据轴压比确定,规范规定,一级抗震的框架柱的轴压比限值为 0.7<sup>[3]</sup>,而在日本等地震多发地区,这个限值要小得多。这也导致按规范设计的柱子截面偏小。

(4) 地震时框架柱处于复杂的双向受力状态,在双向地震力作用下,框架柱承载力退化显著<sup>[4]</sup>。

### 3 抗震性能分析

#### 3.1 典型框架式学校建筑

为更好地说明问题,本文以一幢五层外廊悬挑式单跨框架为例,进行整体抗震性能分析。抗震设防类别丙类,场地类别 II 类,抗震设防烈度 7 度(设计地震基本加速度 0.15g),抗震等级三级,场地特征周期 0.35s。建筑面积 2474m<sup>2</sup>,层高 3.6m。梁、柱、板混凝土强度等级均为 C25,现浇楼板厚度 100mm,柱尺寸 400mm×600mm(楼梯间两边柱尺寸 350mm×350mm)。结构平面、剖面示意图如图 3~图 5。

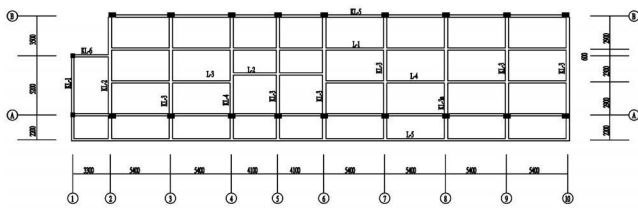


图3 结构二~四层平面示意图

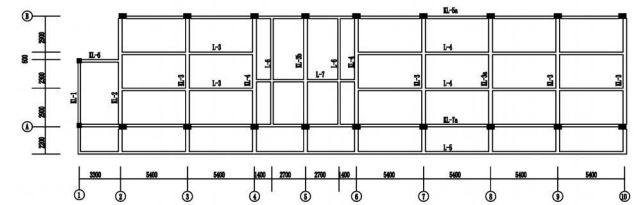


图4 结构五层平面示意图

楼面活荷载:教室 2.0kN/m<sup>2</sup>、资料室 2.5kN/m<sup>2</sup>,楼梯间和走廊 3.5kN/m<sup>2</sup>、屋面 2.0kN/m<sup>2</sup>。计算采用刚性楼板假定。考虑砌体填充墙对结构抗侧刚度的影响,周期折减系数 0.8。为便于分析比较,暂不考虑楼板对梁刚度的增大作用,梁刚度增大系数取 1.0。用 ETABS 建立的计算模型(如图

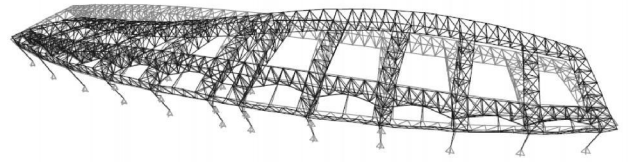


图5 结构剖面示意图

6)。

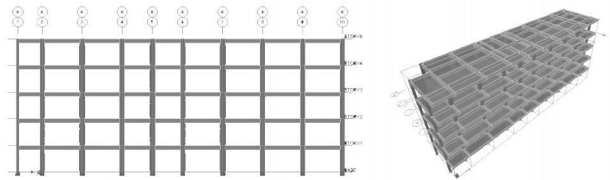


图6 结构 ETABS 模型

### 3.2 计算结果及分析

表1 结构顶点位移

结构	不同水准地震作用	顶点位移(mm)
横向框架	小震	20
	中震	44
	大震	82
纵向框架	小震	11
	中震	31
	大震	146

本文分别取横向和纵向平面框架进行 pushover 分析。恢复力曲线采用两折线模型<sup>[5]</sup>,屈服点根据构件实际配筋情况确定,屈服后刚度折减系数取为 0.05。考虑 P-Δ 效应,采用第一振型的加载模式施加侧向荷载。纵向框架和横向框架的顶点位移见表 1。本文再以表 1 的顶点位移值作为控制条件,从零开始,逐级加大侧向荷载,直至结构顶点位移达到该限值。在加载过程中考察结构的塑性铰的出现顺序及构件塑性铰的分布,并结合结构层间位移角和顶点位移的变化,评估结构的抗震性能。

#### 3.2.1 横向框架

横向框架在小震和中震作用下,构件端部均无塑性铰出现。在大震作用下,仅底层柱底出现塑性铰(图 7)。

#### 3.2.2 纵向框架

在小震作用下,构件端部无塑性铰;在中震作用下底部三层框架梁端部形成较多塑性铰(图 8);在大震作用下,框架梁各层塑性铰形成非常充分,框架柱端部塑性铰仅形成于结构底层个别框架柱底端(图 9)。

表2 层间位移角

结构	地震作用	第一层	第二层	第三层	第四层	第五层
横向框架	小震	1/893	1/658	1/746	1/1000	1/1754
	中震	1/405	1/299	1/399	1/455	1/787
	大震	1/209	1/162	1/184	1/247	1/429
纵向框架	小震	1/1887	1/1190	1/1299	1/1724	1/2941
	中震	1/690	1/400	1/435	1/641	1/1220
	大震	1/186	1/92	1/89	1/118	1/214

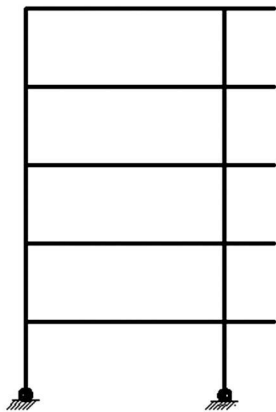


图7 横向框架在大震作用下的塑性铰位置

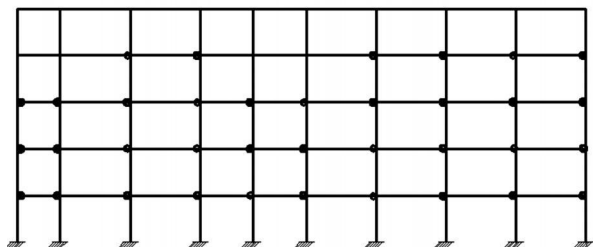


图8 纵向框架在中震作用下的塑性铰位置

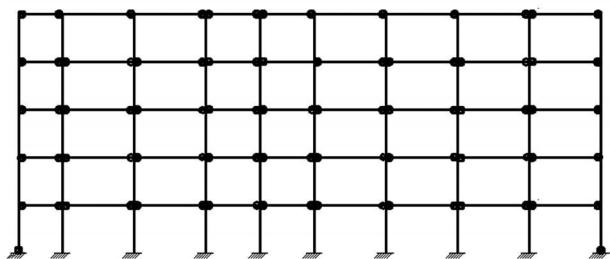


图9 纵向框架在大震作用下的塑性铰位置

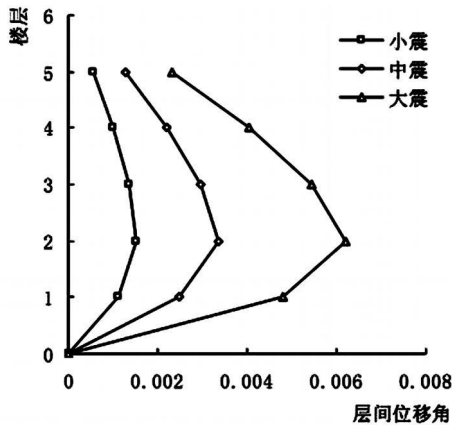


图10 结构横向框架层间位移角

层间位移角见表2,从表2可以看出,在多遇地震下,不管横向还是纵向位移角均能满足规范规定的小于1/550的限值<sup>[6]</sup>。横向框架中二层的层间位移角较大,纵向框架中第二层、第三层的层间位移角也较大(图10、11)。

### 3.2.3 结果分析

通过以上计算可以得出:结构在多遇地震作用下,不管是

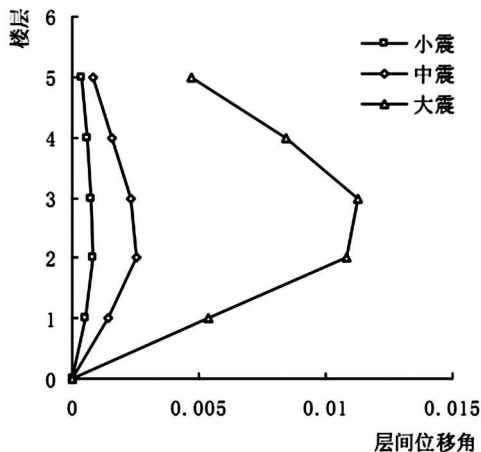


图11 结构纵向框架层间位移角

横向框架还是纵向框架均未出现塑性铰;结构在设防烈度地震作用下,纵向框架的框架梁端部形成较多的塑性铰;在整个加载过程中,纵向框架的塑性铰首先在梁端形成,然后在柱端形成,但横向框架在罕遇地震作用下,其塑性铰首先出现在底层柱端;此外,结构的第二层层间位移角相对较大,属于较薄弱的一层。

可以看出,若不考虑楼板对梁刚度的增大作用,在罕遇地震作用下柱子虽也出现塑性铰,但仅出现在底层柱底,而其它节点均能满足“强柱弱梁”的要求。底层柱底容易出现塑性铰,第二层层间位移角又相对较大,因此底部两层相对薄弱,设计时应予加强。

### 3.3 问题探讨

若不考虑楼板对梁刚度的增大作用,通过上面的分析可知,该结构具有较好的抗震性能。但这实质上是一种假象,这也是为什么许多外廊悬挑式单跨框架按抗震要求进行设计,而在遭遇地震时又容易垮塌的原因之一。现浇楼板对梁刚度有明显的增大作用,不容忽视。下面分别取梁刚度增大系数1.5和2.0对结构进行分析,纵向框架在大震作用下的塑性铰位置如图12、13。通过对比可知,在考虑楼板对梁刚度的影响后,“强柱弱梁”就变成了“强梁弱柱”。

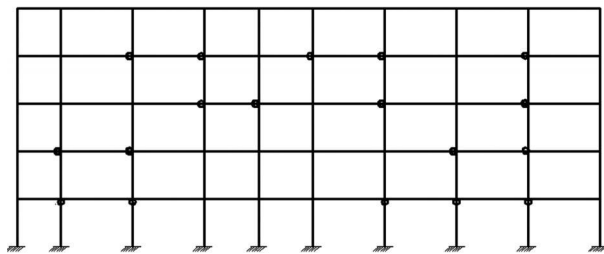


图12 梁刚度增大系数1.5时的塑性铰位置

## 4 结论及建议

(1) 为真实反映结构的受力特性,抗震计算时应考虑现浇楼板对梁的刚度增大作用。当楼板对梁的刚度增大效应考虑不足时,会出现结构满足抗震要求的假象,误导设计,从而遗留下大震时倒塌的隐患。

(2) 由于只有单道设防、没有多余冗余度,外廊悬挑式单

(下接第31页)

结果见表 2, 由表 2 画出各强度等级碳化深度值与贯入深度值散点图见图 1。

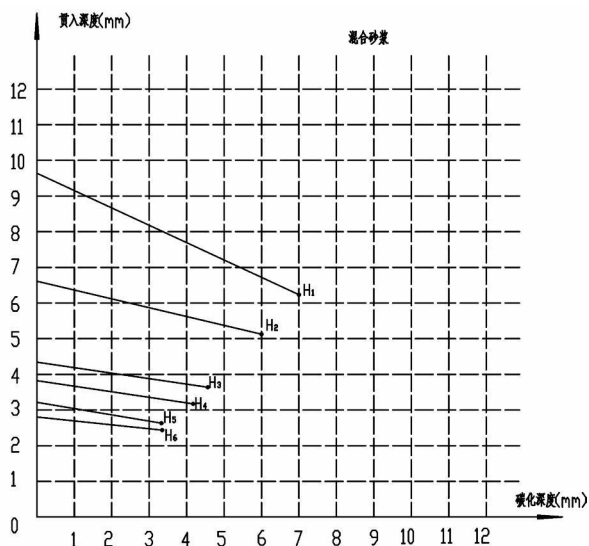


图 1 碳化深度值与贯入深度值散点图

3 结果分析

表 2 与图 1 表明: 同一强度等级的混合砂浆, 碳化深度越大试块的表面强度就越高, 其贯入法深度就将减小, 若碳化深度值增加  $\Delta h$  mm 时贯入深度值降低  $\Delta d$  mm, 则各强度等级

混合砂浆  $\Delta d / \Delta h$  见表 3。

表 3 各强度等级混合砂浆  $\Delta d / \Delta h$

试块编号	H <sub>1</sub>	H <sub>2</sub>	H <sub>3</sub>	H <sub>4</sub>	H <sub>5</sub>	H <sub>6</sub>
试块抗压强度 (MPa)	2.3	5.1	7.8	9.7	15.6	20.5
$\Delta d / \Delta h$ (mm/mm)	0.45	0.28	0.22	0.21	0.22	0.08

利用测强曲线计算砂浆强度换算值时要根据不同的碳化深度后进行修正。2.3MPa 以上混合砂浆, 碳化深度每增加或减少 1mm, 其贯入深度修正值建议按表 4 修正。

表 4 贯入深度修正值

砂浆强度范围	2.3~5.1	5.1~15.6	>15.6
$\Delta d_i$ (mm)	0.45~0.28	0.22	0.10

用贯入法检测混合砂浆时, 不同碳化深度值确定对贯入深度值有所影响, 但由于修正值均小于 1mm, 简化处理可不考虑碳化深度值的影响。

4 结论

对不同碳化深度对贯入法检测砌筑砂浆抗压强度的影响进行了研究, 提出了修正方法。但由于修正值均小于 1mm, 简化处理可不考虑碳化深度值的影响。

参考文献

[1] 中国建筑科学研究院. JGJ/T 136-2001 贯入法检测砌筑砂浆抗压强度技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001

(上接第 21 页)

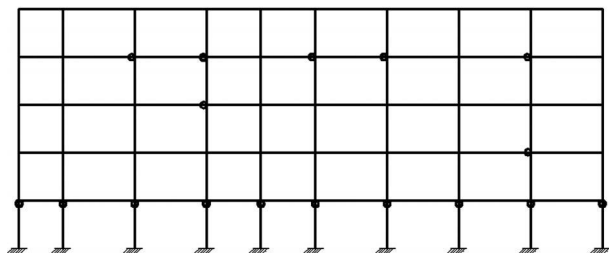


图 13 梁刚度增大系数 2.0 时的塑性铰位置

跨框架结构抗震性能较差。为了提高其抗震性能, 可以把单跨框架变为双跨框架(如图 14), 以增强结构的抗侧刚度。对于新建学校建筑, 设计成双跨后, 可按现行学校建筑设计标准<sup>[7]</sup>的规定, 考虑到逃生及消防要求, 增加走廊宽度, 外廊可大于 2.1 米, 内廊可大于 3 米。

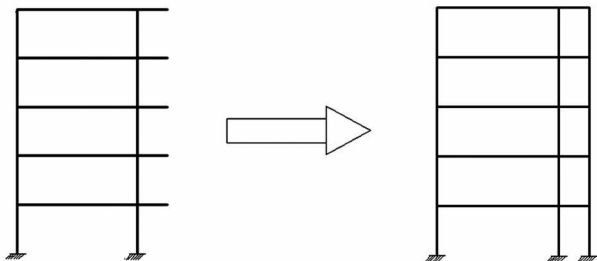


图 14 变单跨为双跨框架

(3) 为实现“强柱弱梁”的设计要求, 对既有学校建筑进行加固时, 可优先加大柱截面, 柱尺寸可加大至 600mm × 600mm, 也可采用增加柱间支撑的办法(详见本文作者的研

究论文<sup>[8]</sup>), 或者采取变填充墙为剪力墙的加固方案(两侧山墙), 在轴压比较大的框架柱截面两侧(沿纵向)加翼墙, 并相应加大框架梁端部配筋(如图 15)。

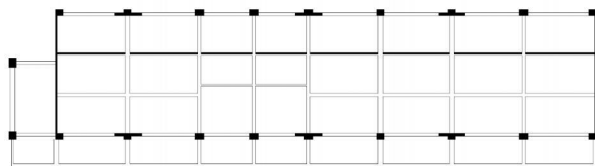


图 15 翼墙加固示意图

参考文献

[1] 林树枝. 汶川地震震区学校建筑的震害分析[J]. 福建建筑, 2008(10): 63-66  
 [2] 林树枝, 李刚, 程耿东. 提高学校建筑抗震能力的对策建议[J]. 大连理工大学学报, 2009, 49(5): 644-649  
 [3] 中国建筑科学研究院. GB50010-2002 混凝土结构设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002  
 [4] Pantazopoulou S J, French C W. Slab participation in practical earthquake design of reinforced concrete frames [J]. ACI Structural Journal, 2001(7-8): 479-489  
 [5] 北京金土木软件技术有限公司, 中国建筑标准设计研究院. ETABS 中文版使用指南[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2004  
 [6] 中国建筑科学研究院. GB50011-2001 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008  
 [7] 中华人民共和国教育部. 建标 109-2008 农村普通中小学校建设标准[S]. 北京: 中国计划出版社, 2008  
 [8] 李甫君, 林树枝. 高烈度地震区中小学教学楼耐震设计研究[J]. 福建建筑, 2009(10): 1-5