

框架-剪力墙结构弹塑性抗震性能验算

曲哲 李天虹

2006-6-5

算例为六层现浇钢筋混凝土框架-剪力墙结构，结构尺寸、配筋及工程场地条件等详细情况见附录。本文分别用振型分解反应谱法和弹塑性时程分析对该结构进行了小震和大震下的结构验算。详述如下。

一、小震验算——振型分析反应谱法

1、计算模型

采用振型分解反应谱法计算结构在小震作用下的弹性反应。利用有限元计算软件SAP2000建模，模型如图1，荷载取值如表1。

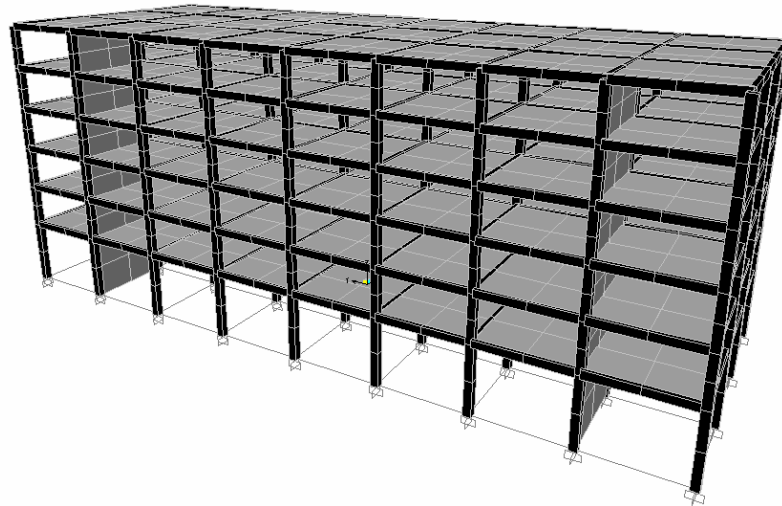


图1 结构模型

表1 楼面和屋面荷载取值

	恒载(kN/m ²)	活载(kN/m ²)
楼面	4.82	2.0
屋面	5.53	0.5

2、设计地震作用：

该工程位于河南省安阳市，根据《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2001)，该地区抗震设防烈度为8度，设计基本加速度值为0.20g，设计地震分组为第一组。

场地类别：根据给出的场地土层几何及材料参数计算出土层的等效剪切波速为287.9m/s，根据《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2001)表4.1.6查出该场地类别为II类。根据《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2001)表5.1.4-1和5.1.4-2可以查出在多遇地震下水平地震影响系数最大值为0.16，特征周期为0.35s。

在SAP2000中输入的反应谱参数如图2，结构的振型组合采用CQC方法。x、y两个方向的方向组合采用SRSS方法。

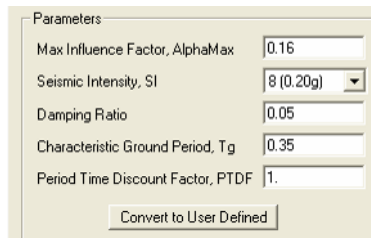
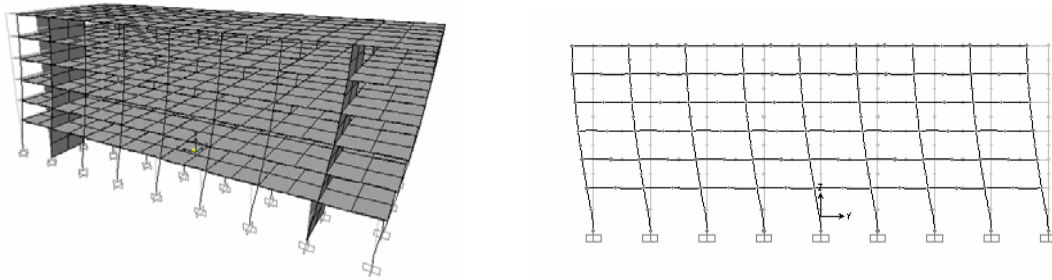


图 2 反应谱参数

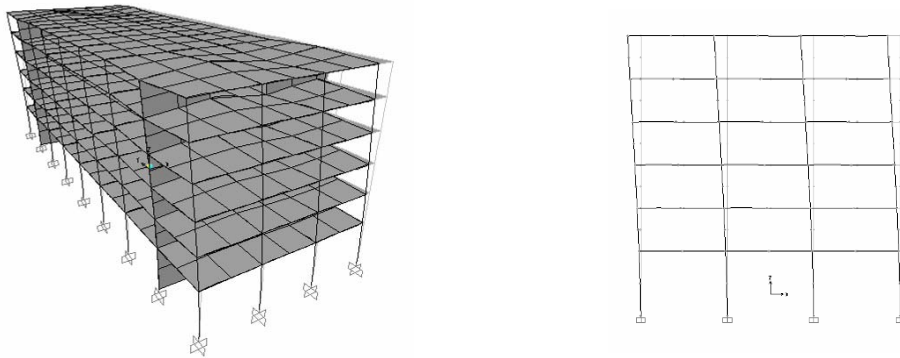
3、计算结果:

(1) 振型

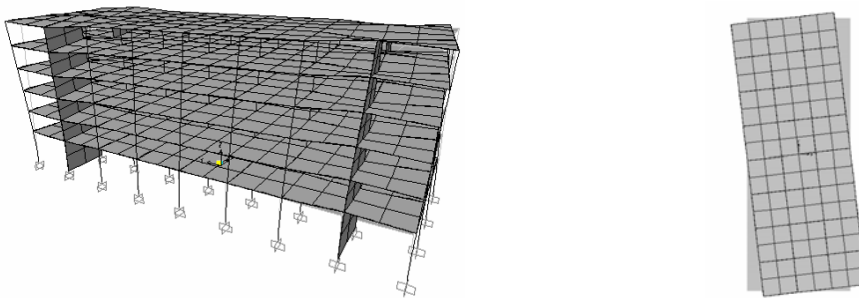
计算得到结构的前三阶自振振型如图 3，第一阶振型为结构纵向振动，第二阶振型为结构横向振动，第三阶为扭转振动。由计算结果可以看出，横向的剪力墙使得横向刚度变大。原本是弱向的横向变得比纵向强。



(a) 一阶振型(y 方向) $T=0.89s$



(b) 二阶振型(x 方向) $T=0.34s$



(c) 三阶振型(扭转) $T=0.30s$

图 3 结构前三阶振型图

(2) 变形验算

结构各楼层层间位移计算结果见表 2 和图 4。

表 2 各楼层层间位移

楼层	横向 (x 方向) (mm)	纵向 (y 方向) (mm)
6	1.2	1.1
5	1.3	1.7
4	1.2	2.5
3	1.2	3.2
2	0.9	3.7
1	0.9	5.4

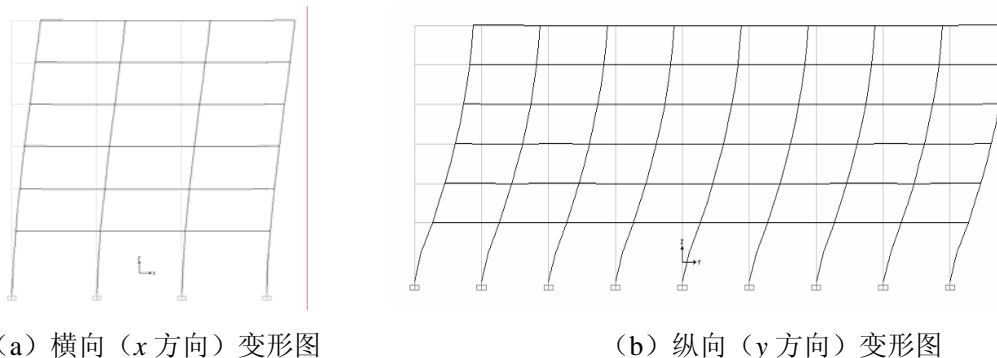


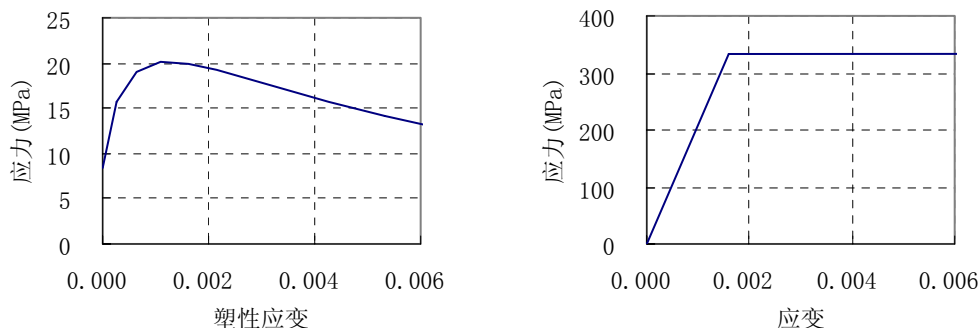
图 4 结构变形图

根据《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2001)的规定,对于钢筋混凝土框架-抗震墙结构,弹性层间位移角限值为 $1/800$,故对于本例底层弹性层间位移不能超过 5.63mm ,其它层弹性层间位移不能超过 3.75mm 。由计算结果知,该结构基本满足此要求。

由两个方向的层间变形图可以看出,横向呈弯曲线型,纵向呈剪切型。

二、大震验算——弹塑性时程分析（忽略楼板刚度）

在 ABAQUS 中对上述框架-剪力墙结构进行弹塑性时程分析,分析中不考虑活荷载的作用,把楼板重量折算为梁的质量,计入动力作用。采用 ABAQUS 的 2 节点梁单元 B21,并用 *REBAR 关键字在梁中配筋,配筋情况与附录完全一致。混凝土采用 ABAQUS 自带的 Drucker-Prager 弹塑性本构模型,受压硬化曲线以 Saenz 公式为准,峰值压应力取 C30 混凝土轴压强度标准值 20.1MPa ,钢筋近似为理想弹塑性材料,屈服强度取 HRB335 钢筋强度标准值 335MPa ,钢筋和混凝土的单轴应力应变关系如图 5 所示。

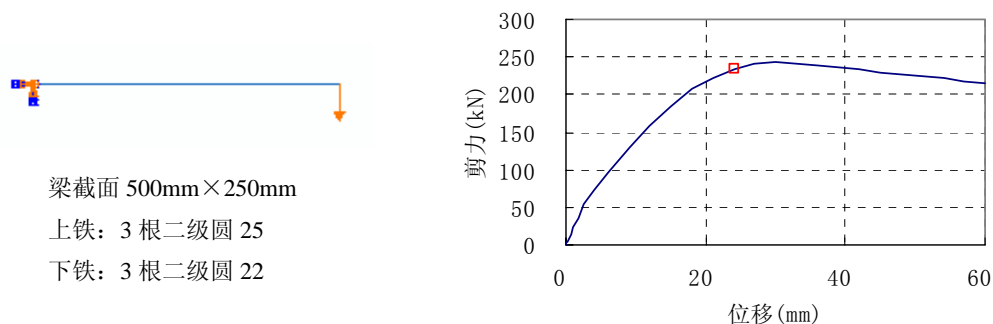


(a) 混凝土单轴受压应力-塑性应变关系 (b) 钢筋单轴受拉应力-应变关系

图 5: 混凝土、钢筋单轴应力-应变关系

构件塑性铰的发展过程是弹塑性时程分析的重要结果之一。然而塑性铰的定义并不非常

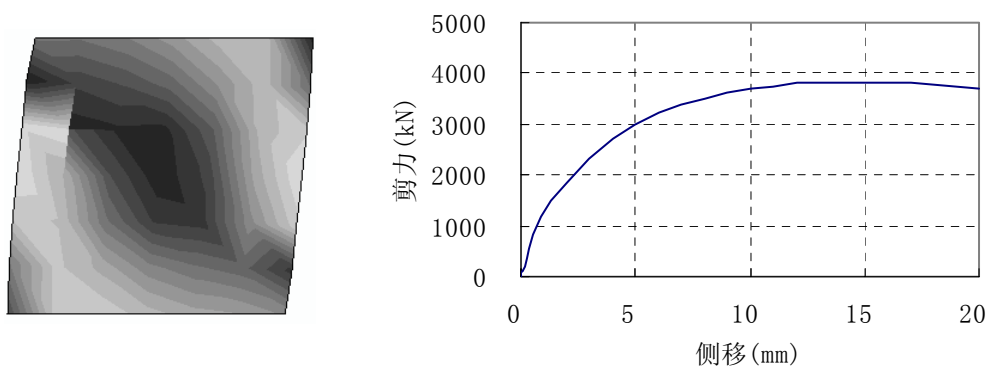
明确。为此本文对于弹塑性分析模型中的杆件进行了单调静力加载测试。通过对比荷载-位移曲线与构件等效塑性应变的发展，发现当构件某截面等效塑性应变达到 0.002（约为混凝土的峰值压应变）时，构件的承载力已非常接近峰值，对于梁、柱截面都是这样。故在本文之后的塑性铰发展过程结果中，均以等效塑性应变达到 0.002 为出现塑性铰的评判标准。图 6 给出了对梁截面的测试。图 6 (a) 为模型，图 6 (b) 标示出了梁端截面等效塑性应变达 0.002 时梁承载力在荷载-位移全曲线上的位置。



(a) 单根悬臂构件受力性能数值试验 (b) 荷载-位移曲线

图 6: 单根框架构件的受力性能

为了验证本文模型中剪力墙模型的性能，特对单片矮墙进行了单调静力加载分析。墙中只布置纵横分布钢筋，不设端柱。图 7 显示了该测试得到的墙面主拉塑性应变分布和墙的荷载-侧移曲线。需要指的是，由于采用 Drucker-Prager 模型，模型中墙的抗拉行为将比实际高，这可能影响整体结构的分析结果。然而受计算条件的限制，在弹塑性时程分析中比较准确的考虑混凝土的开裂行为有一定困难。本文暂且采用经典的 Drucker-Prager 模型近似模拟框架-剪力墙结构的弹塑性动力行为。



(a) 主拉塑性应变分布 (b) 荷载-位移曲线

图 7: 单片矮墙的受力性能

弹塑性时程输入 El Centro NS 波的加速度记录，峰值加速度调整为 400gal，不予调频。调整后的加速度时程如图 8 所示，受计算条件限制，本文只采用 El Centro 地震的前 10 秒记录。

分别在结构的两个主轴方向输入上述地面加速度，分别得到了结构在两个主轴方向上的弹塑性动力反应。图 9 给出了在 x 方向（一阶振型振动方向）输入地震作用下结构的层间位移的时程曲线。由图可见，底层层间位移的峰值在各层中为最大，达到 47.9mm，层间位移角达 1/94，二层层间最大位移为 30.4mm，最大层间位移角为 1/99。上部楼层的层间位移很快减小，顶层层间最大位移仅 11.0mm，最大层间位移角为 1/273。

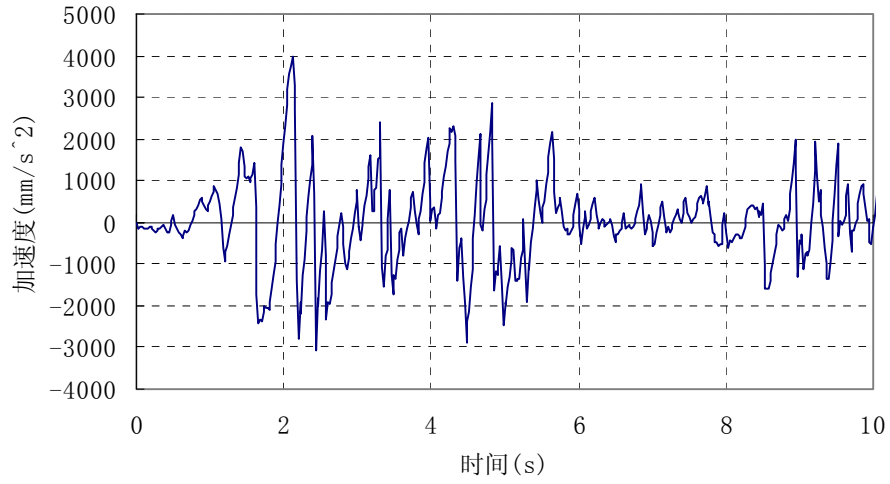
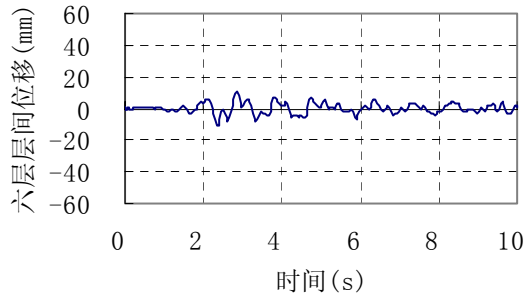
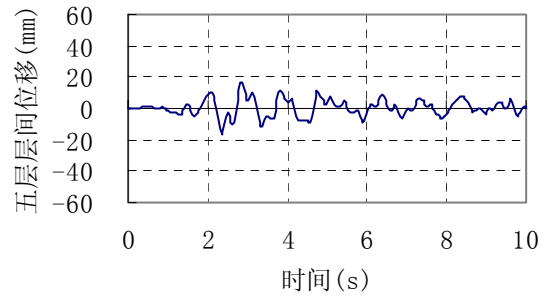


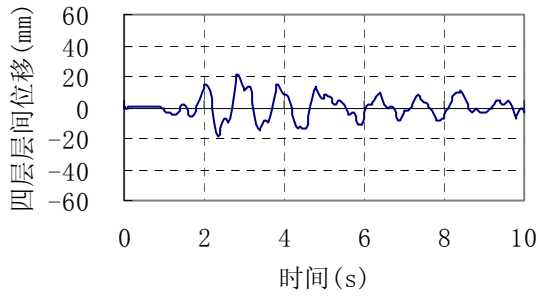
图 8 : El Centro NS 地震动加速度时程



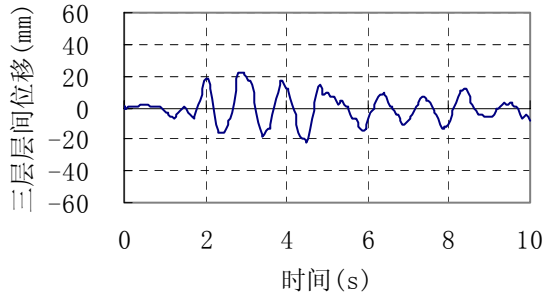
(a) 6层



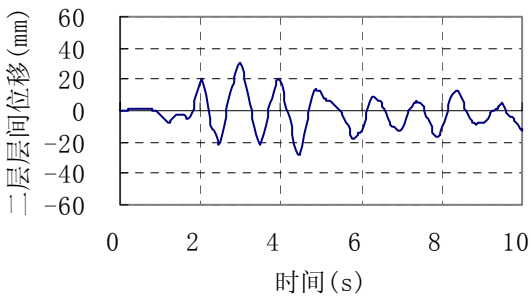
(b) 5层



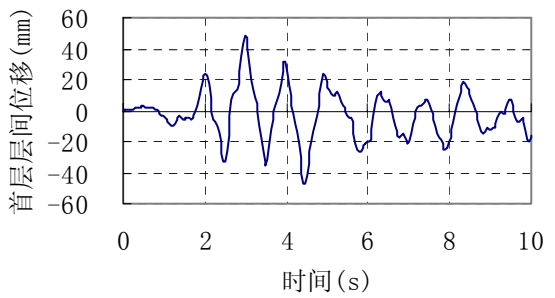
(c) 4层



(d) 3层



(e) 2层



(f) 首层

图 9: 纵向输入地震作用下结构层间位移时程曲线

虽然结构整体为框剪形式，但在纵向（一阶振型振动方向）没有剪力墙，故应按框架结构判断。故该结构在纵向（一阶振型振动方向）满足我国抗震规范关于弹塑性层间位移角不大于 1/50 的要求。

图 10 给出了纵向振动（结构的一阶振型方向）时塑性铰发展过程，其中塑性铰的定义如上文所述。图中红色即表示该处等效塑性应变已超过 0.002。为图示清晰起见，图中仅显示了半侧结构，另外半侧与图示部分基本对称。

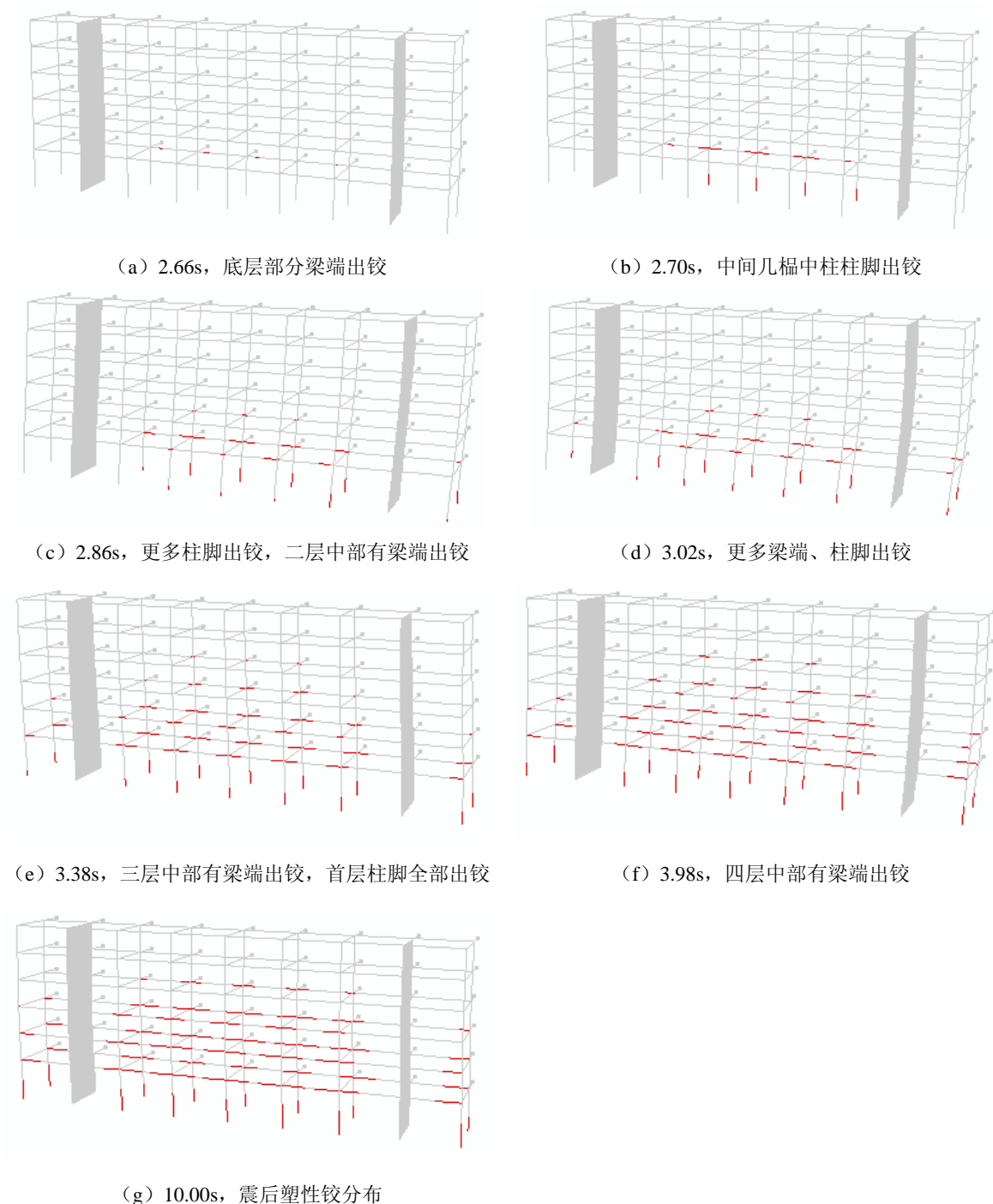


图 10: 纵向输入 El Centro NS 波时变形及塑性铰发展情况

结构中首层梁首先出现梁铰，很快结构中部的首层柱下端出铰。之后塑性铰的发展主要集中在结构中部的远离剪力墙的位置，且从底层向上逐层发展。在 4s 左右结构基本出铰完毕，之后塑性铰基本不再发展，而始终没有形成机构，即结构没有倒塌。

图 10 同时还画出了结构在不同时刻的变形情况,可见结构呈现明显的剪切形变形。图 11 进一步说明了这一点。该图画出了楼层最大侧移的包络图。底部层间位移最大,向上逐渐减小。顶层最大侧移为 122.5mm。

当在横向(二阶振型振动方向)上输入同样的地震作用时,结构的反应由于剪力墙的增加而更加复杂。

图 12 分两列分别显示了横向(二阶振型振动方向)上输入同样的地震作用下结构中剪力墙和远离剪力墙的中央框架的层间位移时程。二者存在明显的差异。

中间框架的层间位移从下到上逐渐减小,底层最大层间位移达 57.3mm,最大层间位移角达 1/78;二层最大层间位移 34.3mm,最大层间位移角 1/87。而顶层的最大层间位移只有 11.3mm。

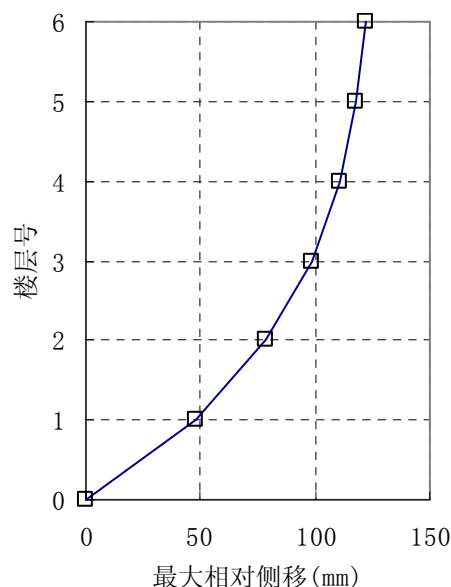
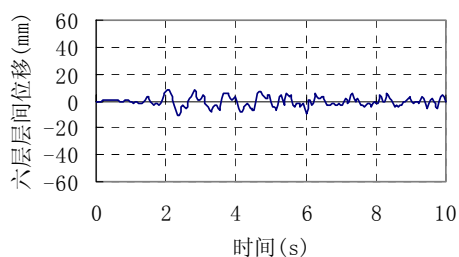
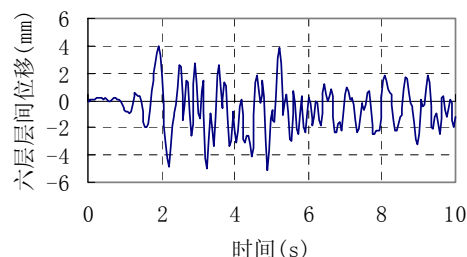


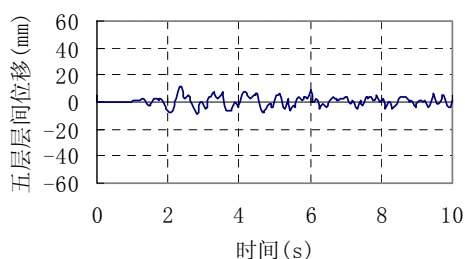
图 11: 楼层最大侧移包络图



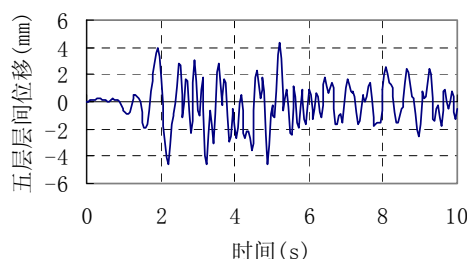
(a) 中间框架 6 层



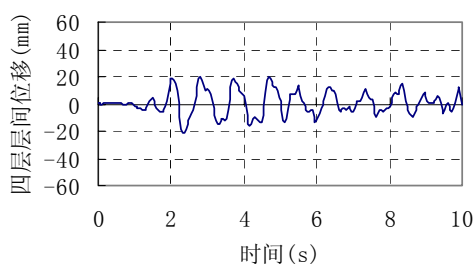
(b) 剪力墙 6 层



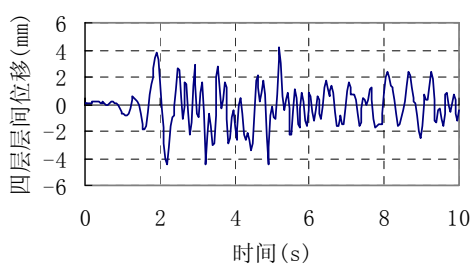
(c) 中间框架 5 层



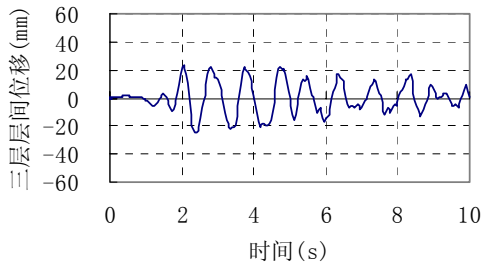
(d) 剪力墙 5 层



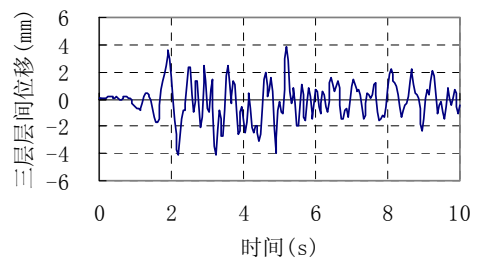
(e) 中间框架 4 层



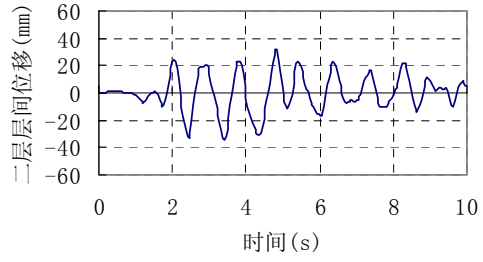
(f) 剪力墙 4 层



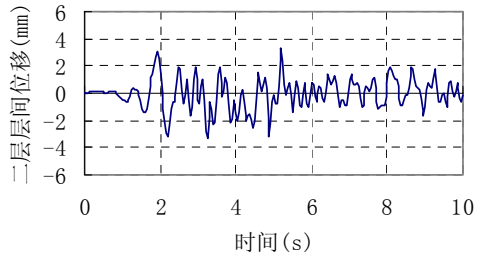
(g) 中间框架 3层



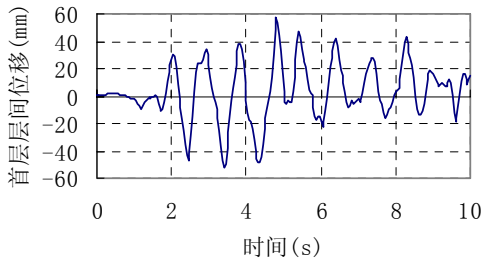
(h) 剪力墙 3层



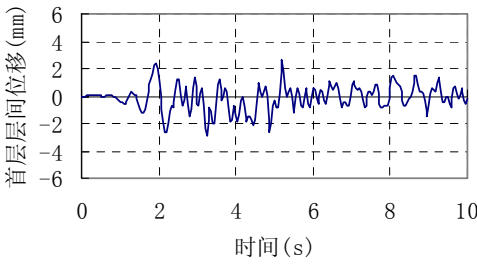
(i) 中间框架 2层



(j) 剪力墙 2层

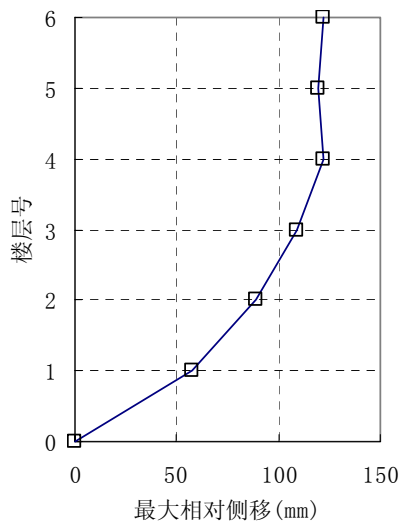


(k) 中间框架首层

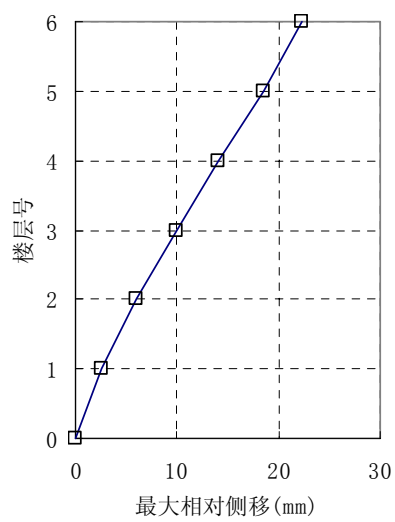


(l) 剪力墙首层

图 12: 不同位移处楼层层间位移时程



(a) 中间框架



(b) 剪力墙

图 13: 不同位置处最大侧移包络图

剪力墙处层间位移沿楼层的分布正好相反。首层最大层间位移仅 2.8mm，最大层间位移角 1/1600。而顶层的最大层间位移达 5.1mm，最大层间位移角 1/588。图 13 通过最大侧移的包络图更明显的显示了框架和剪力墙变形模式之间的显著差异。由图可见，框架部分为明显的剪切型变形，而剪力墙部分则为弯曲线型变形。这里如此显著的变形差异与模型中省略了楼板有关。本文模型虽然把楼板质量折算到梁上，但忽略了楼板对楼层面内刚度的巨大贡献。对于本例中这样比较常规的结构，楼层面内应近似满足刚性楼板假设。然而本文的建模方式则放弃了这一假设，同时忽略了楼板的刚度，这会导致模拟的结构变形与实际情况之间有较大差异。

图 14 显示了楼向（二阶振型振动方向）输入地震作用下结构的塑性铰发展过程。首先在一侧框架出现梁铰，随后塑性铰主要集中在两侧与中间框架处，并由下层向上层逐渐发展。在 3.52 秒时剪力墙外侧框架的顶层开始出现塑性铰并快速发展。在 5.16 秒结构塑性铰分布基本定型，之后再没有大的变动。

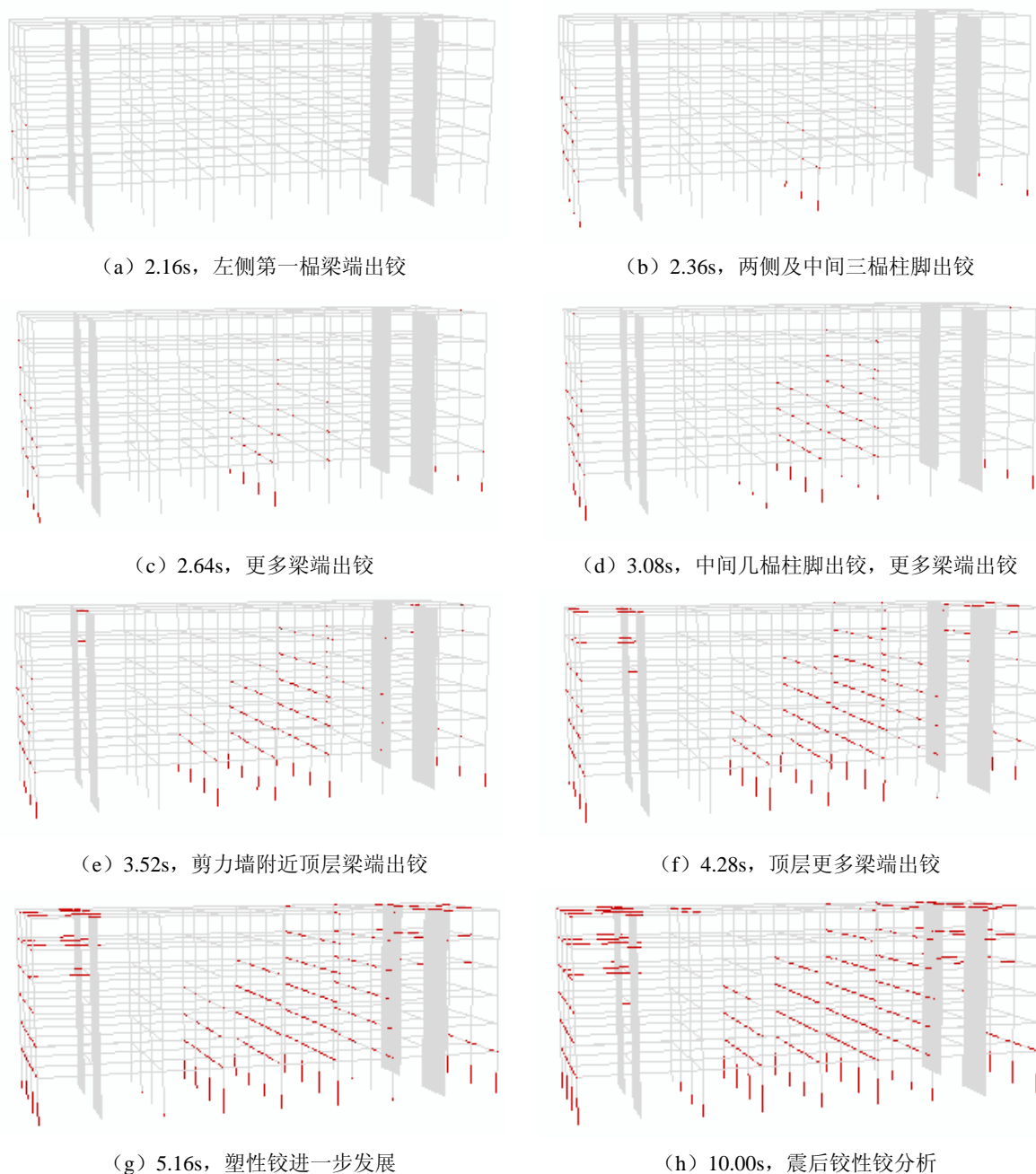


图 14: 横向输入 El Centro NS 波时变形及塑性铰发展情况

图 15 比较了横向地震作用下 7 榀框架和两片剪力墙各自分担的底层剪力，可见二者基本相当。

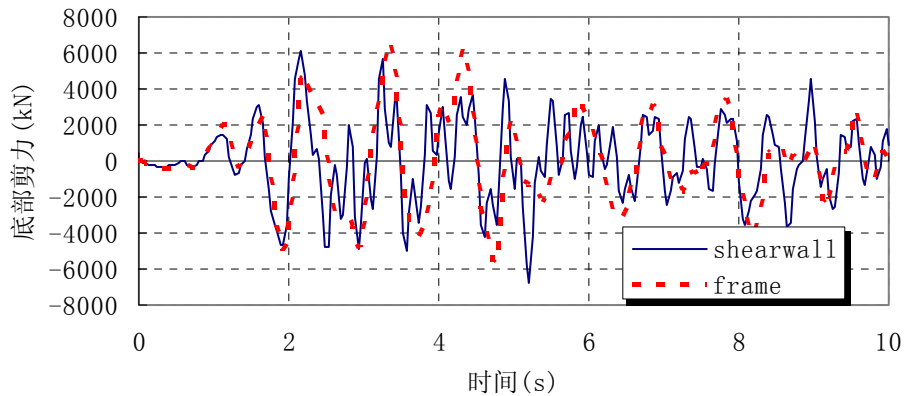


图 15: 横向地震作用下框架与剪力墙底部剪力时程

三、横向地震输入——刚性楼板假定

采用 ABAQUS 中的节点自由度耦合技术，将同一楼层的各个结点的楼层平面内平动自由度与该楼层中间框架柱端结点耦合，形成刚性楼板。模型如图 16 所示。

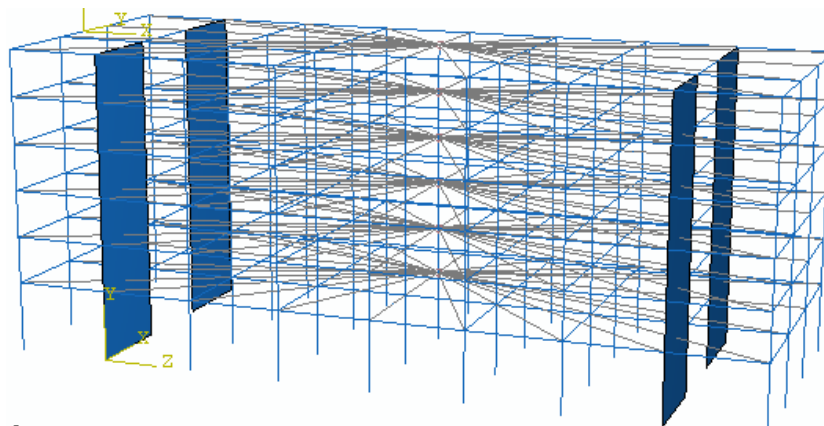
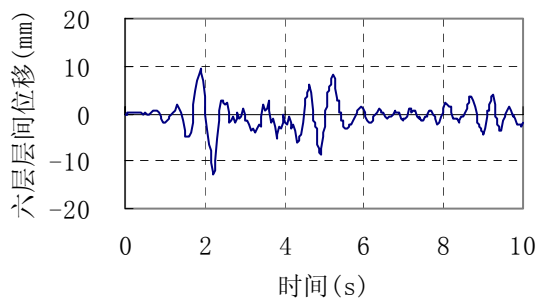
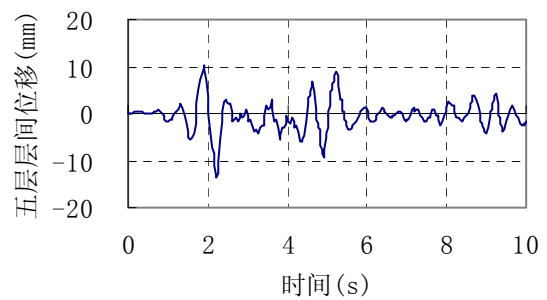


图 16: 刚性楼板节点自由度耦合

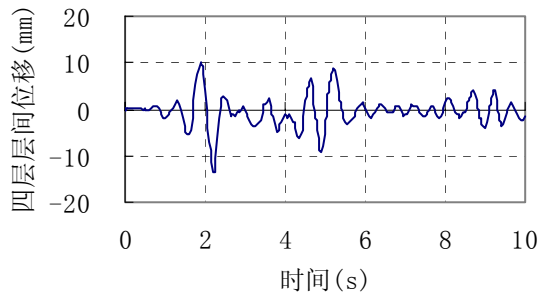
图 17 显示了各楼层层间位移的时程曲线。底层层间位移的峰值在各层中为最大，达到 14.8mm，层间位移角达 1/308，其余标准层层间最大位移为 13.5mm，最大层间位移角为 1/222。各楼层层间位移基本相同，呈近似的线性分布。各楼层层间位移均满足规范限值 1/100。



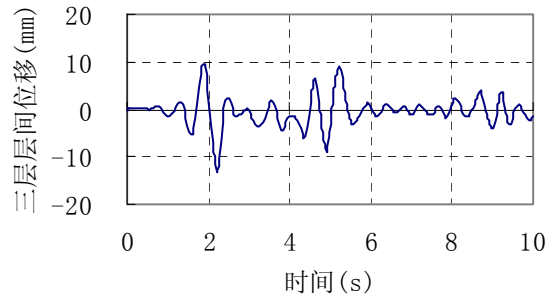
(a) 6 层 (最大 13.0mm)



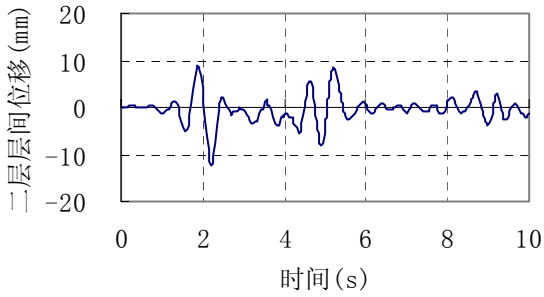
(b) 5 层 (最大 13.5mm)



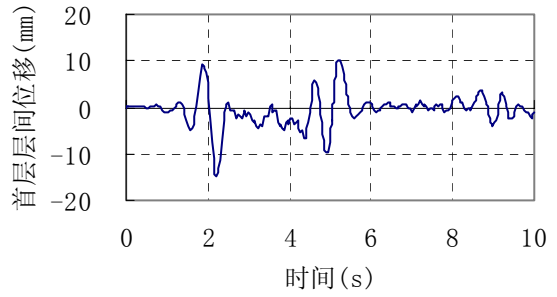
(c) 4层 (最大 13.4mm)



(d) 3层 (最大 13.1mm)



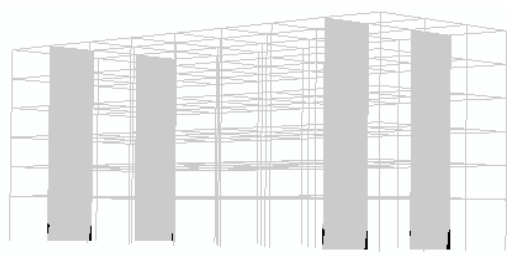
(e) 2层 (最大 12.4mm)



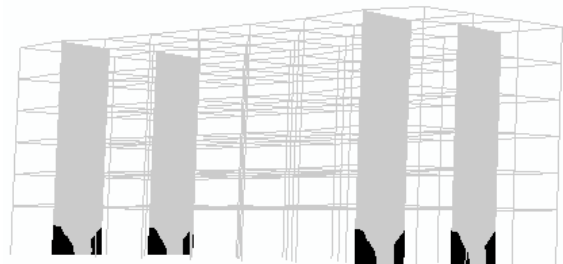
(f) 首层 (最大 14.8mm)

图 17: 横向输入地震作用下刚性楼层结构层间位移时程曲线

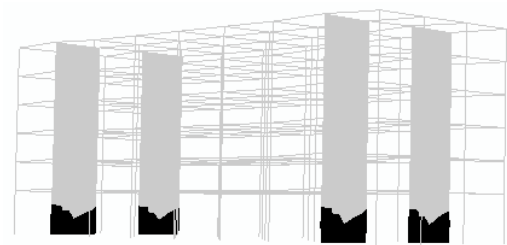
采用刚性楼层假设后, 结构的出铰机制发生了明显的改变。框架受到剪力墙与刚板的有效约束, 其变形对于其变形能力来讲相对较小, 故框架中几乎不再出现塑性铰。而塑性铰全部集中在墙脚部。图 18 给出了横向振动 (结构的二阶振型方向) 时塑性铰发展过程。在 5s 左右结构塑性区的发展基本完毕, 之后塑性区发展比较缓慢。



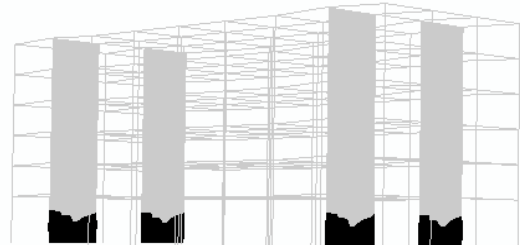
(a) 2.03s



(b) 2.25s



(c) 5.00s



(d) 10.00s

图 18: 横向输入 El Centro NS 波时刚性楼层结构变形及塑性铰发展情况

图 18 同时还画出了结构在不同时刻的变形情况。在图 18 (b) 中可以明显的看到结构的倒三角形位移模式。图 19 进一步说明了这一点。该图画出了楼层最大侧移的包络图。底部层间位移最大，向上逐渐减小。顶层最大侧移为 57mm。这可以看作本文第二节中在忽略楼板刚度情况下得到的分析结果中，框架的剪切型变形模式与剪力墙的弯曲型变形模式（图 13）的综合。

除了在变形模式、出铰情况等方面的不同之外，刚性楼层假设还对框架与剪力墙之间力的分担情况产生了巨大的影响。

图 19 比较了地震过程中剪力墙和框架各自分担的底部剪力的时程曲线。与图 15 相比，图 19 中七榀框架分担的剪力远远小于两片剪力墙分担的剪力。

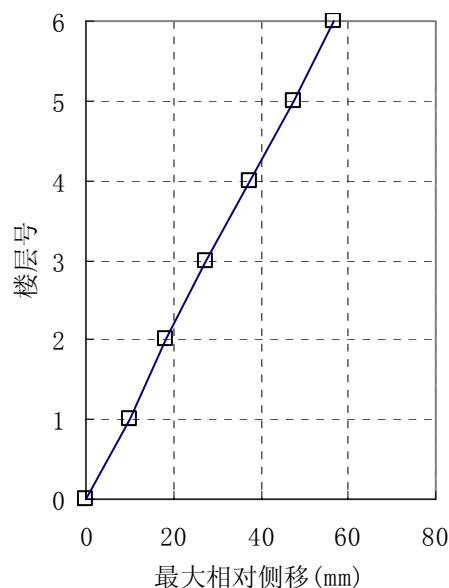


图 19: 刚性楼层最大侧移包络图

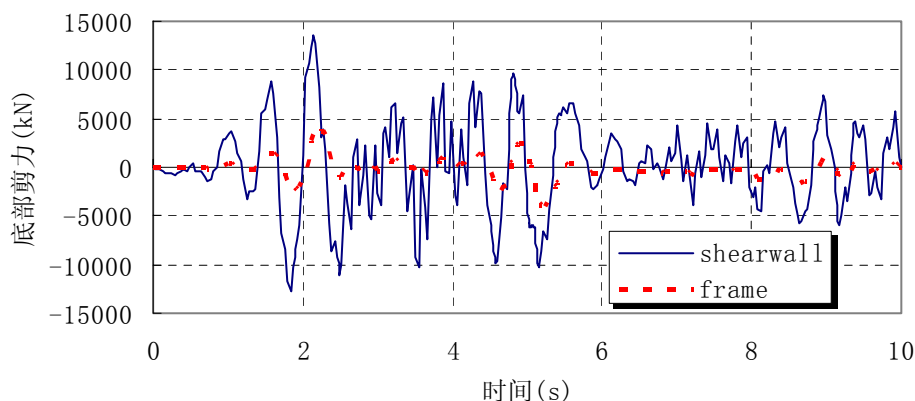


图 19: 横向地震作用下框架与剪力墙底部剪力时程

四、总结

1、满足抗震验算的变形要求

该结构最大弹性层间位移角 1/833，小于我国《规范》位移变形限值 1/800，满足要求。最大弹塑性层间位移角如表 3 所示，也满足我国《规范》的相应要求。

表 3: 结构变形验算

		最大弹塑性层间位移角	规范限值
纵向	框架	1/94	1/50
横向（忽略楼板刚度）	框架部分	1/78	1/50
	剪力墙部分	1/588	1/120
横向（刚性楼板）	框架-剪力墙	1/222	1/100

2、设计中应正确判断一阶振型

由于剪力墙的增加，该结构的第一阶振型从纵向变为横向振动，且纵向振动振型（一阶

振型)的自振周期(0.89s)远大于横向振动(二阶振型)自振周期(0.34s)。在地震作用下一阶振型将占很大的比例。若设计中想当然的认为横向振动较弱,从而只以横向振动方向控制,则会忽略真正的一阶振动,导致不合理的结构设计。

3、慎重使用刚性楼层假定

从表3可以看出,如何考虑楼板刚度对弹塑性时程分析的结果有相当显著的影响。因为ABAQUS中没有类似SAP2000中的简便的方法同时考虑梁和楼板,故在本文分析中仅计算了完全不考虑楼板和刚性楼板两种情况,而没有按楼板实际刚度考虑。当忽略楼板刚度时,由于该结构两侧剪力墙比较靠边儿,中央框架的侧移很大,而剪力墙变形很小,二者之间有明显的不协调变形。当采用刚性楼板假设时,框架与剪力墙变形协调,楼层弹塑性层间位移角转小。真实情况应介于本文分析的两种情况之间。而采用刚性楼板假定得到的结果将偏于不安全。