

具有限位装置的滑移隔震框架结构 在碰撞前后单向和双向地震反应分析

韦俊^{1,2,3}, 熊仲明², 秦培晟⁴, 王军良²

(1. 江苏省结构工程重点实验室, 江苏 苏州 215011; 2. 西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055;
3. 苏州科技学院机电工程系, 江苏 苏州 215009; 4. 陕西建设技师学院, 陕西 西安 710068)

摘 要: 为了克服传统滑移隔震限位装置一滑就限增加上部结构的地震反应的缺陷, 使滑移隔震技术在框架结构中得到应用, 在研究了 U 型环限位消能元件的工作性能的基础上, 采用有限元 SAP2000 软件, 建立了一种新型具有限位装置的滑移隔震三层框架结构的计算模型, 并根据合理的碰撞前后滞回特性, 进行了单向和双向地震波作用下的隔震结构分析. 计算结果表明, 限位装置的刚度对结构碰撞后层间加速度和位移量的变化影响较大; 双向比单向地震激励对结构产生的最大基底滑移量要大. 随着另一个方向地震烈度的不断加大, 结构最大滑移量呈现出先增后减的规律, 为滑移隔震在框架结构中的设计提供了理论依据.

关键词: 滑移隔震; 框架结构; 限位装置; 碰撞; 双向地震反应

中图分类号: TU352

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2012)06-0811-07

1 引 言

滑移隔震技术通常由滑移支承和限位消能两种元件组成, 且将其竖向承载的滑移支承元件与水平承载的限位消能元件分离设置, 便于施工及滑移元件的更换^[1-2]. 由于其具有简单易行, 造价低廉, 不发生共振等优点而深受抗震学者的青睐.

我国早在 20 世纪 60 年代, 李立就提出了滑移隔震设想, 并于 20 世纪 70 年代中和 80 年代初建成了 4 座以砂浆为隔震层的单层房屋和一座 4 层砖混结构楼房. 20 世纪 80 年代后, 冶金部建筑研究总院、西安建筑科技大学等单位对滑移隔震技术进行了更加全面、系统的试验与分析研究, 建立了相应的设计计算方法^[3-6]. 并先后在西安、兰州、太原、云南大理等城市^[6]建成了滑移隔震建筑.

但是, 由于在滑移隔震结构中, 滑移支承元件和限位消能元件的非线性, 使得结构的动力特性相应表现出高度的非线性. 当滑移结构加入限位装置后, 结构处于一滑就限还是先滑后限对结构的隔震效果影响较大. 加之, 在单向和多向地震作用下隔震结构与限位装置在碰撞前后的动力反应规律缺乏认识, 造成该类设计存在着诸多问题, 制约着滑移隔震技术在框架结构中的应用, 成为滑移隔震结构发展的障碍. 对此, 本文为了克服传统滑移隔震限位装置一滑就限增加上部结构的地震反应的缺陷, 在分析 U 型环限位消能元件工作性能的基础上, 采用有限元 SAP2000 软件, 建立了一种新型具有限位装置先滑后限的滑移隔震三层框架结构计算模型, 并根据合理的碰撞前后滞回模型, 进行了单向和双向地震波作用下的计算分析, 得到了较有益的研究成果, 为滑移隔震技术在框架结构的应用提供了理论依据.

2 基础滑移隔震结构在碰撞前后的运动方程的建立

2.1 滑移隔震装置

本文采用的滑移隔震装置如图 1 所示. 它是将聚四氟乙烯钢板和软钢 U 型带片作为隔震支承和限

收稿日期: 2012-05-09 修改稿日期: 2012-11-26

基金项目: 西安市科技攻关课题(GG04051); 江苏省重点结构实验室资助课题(ZD0803); 陕西省教育厅专项基金资助项目(12JK0895)

作者简介: 韦俊(1977-), 男, 博士生, 讲师, 一级注册结构工程师, 一级注册建造师, 主要从事建筑结构设计、工程图学等方面的研究.

位消能元件,并在基础梁与软钢 U 型带片之间预留了 a 段自滑区长度,形成了“先限后滑”的滑移隔震装置。

2.2 基础滑移隔震结构碰撞前后的运动方程的建立

为了减少上部结构地震反应,根据文献^[7-9],采用间断型的库仑摩擦力模型,得到了滑移结构在碰撞前后的运动方程为:

(1) 当隔震结构处于滑移状态时:

$$[M] \cdot \{\ddot{x}\} + [C] \cdot \{\dot{x}\} + [K] \cdot \{x\} = -[M] \cdot \{E\} \ddot{x}_g(t) + \{F\} \quad (1)$$

(2) 当隔震结构处于碰撞状态时,

$$[M] \cdot \{\ddot{x}\} + [C] \cdot \{\dot{x}\} + [K] \cdot \{x\} = -[M] \cdot \{E\} \ddot{x}_g(t) - \{F\} + \{\bar{P}\} \quad (2)$$

上式中 $\{F\} = \left\{ -\operatorname{sgn}(\dot{x}_0) \mu \sum_{i=0}^n m_i g \cdots 0 \cdots 0 \right\}_{1 \times (n+1)}^T$

μ 为滑动摩擦系数; $\{x\}$ 为结构层及隔震层相对于地面的位移向量; x_0 为隔震层的滑移量; $\ddot{x}_g(t)$ 为地面加速度; $\{\bar{P}\}$ 为与限位消能装置碰撞后隔震结构的恢复力; $\{E\}$ 为单位向量。

3 滑移隔震系统的滑移及限位消能元件材料的特性

3.1 限位消能元件的力学性能

本文选用软钢 U 型带片作为限位消能元件,根据软钢 U 型带片受地震作用方向的不同可分为以下两种情况^[8]:

一种情况是当地震作用与 U 型带片纵轴方向相一致时,构件受拉(压)弯剪联合作用。由于钢板平面内抗弯刚度很小,弯曲变形起主要作用。随着荷载增加,环带片最大受力截面出现塑性铰,荷载再增加塑性铰转移,U 型带片呈卷曲变形,变形随环带片外伸长度的增加而增大,滞回曲线饱满,呈梭形。在达到最大变形前一直表现出稳定的形状。

另一种情况是当地震作用与 U 型带片纵轴方向不一致时,构件受弯剪扭联合作用。即当水平反复荷载与 U 型带片纵轴方向垂直时,其屈服强度一般可降低 80% 左右,弹性强度可降低 90% 左右^[3]。

如果地震方向与 U 型带片纵轴方向不一致,可将地震作用分解为与 U 型带片一致的和 U 型带片垂直的两个方向作用力。当垂直时 U 型带片的屈服强度和弹性强度可根据文献^[3] 计算。由以上两种情况看,地震作用方向与 U 型带片一致时,U 型带片可起到较大的作用。

根据文献^[3] 将 U 型带片看成为理想弹塑性材料,可将其简化为刚架,通过分析计算可得刚架竖直方向的位移为

$$\Delta = \frac{0.5 \sigma_s t^2 b R (R + L)}{EI} \quad (3)$$

其中: σ_s 为 U 型带片的屈服强度; L 为外延长度,一般取 (1.5 ~ 2) 倍弯曲半径; t 为板厚; b 为板宽; R 为 U 型带片的曲率半径; E 和 I 分别为 U 型带片的弹性模量和截面惯性矩。

由式 3 可知,U 型带片所吸收的能量与带片的曲率半径 R 和板厚 t 的关系很大,带片的耗能能力与板的宽度 b 成正比。这为滑移隔震限位装置的设计提供了理论依据。

3.2 不同软钢 U 型带片的刚度对隔震结构控制参数的影响

通常滑移隔震结构实现对隔震结构参数的控制,有两种方法:一是调整滑移层的摩擦系数 μ ,另一种是增设具有限位消能特性的装置。通过文献^[8] 研究可知,改变摩擦系数会造成上部地震反应的增加,降低隔震性能;而增设具有限位消能特性的装置,可以抑制过大的滑移量,不仅有助于结构体系能尽量恢复到震前的位置,而且也有助于结构体系能抵御多次地震的作用。因此,本文选用的软钢 U 型带片就是为这个目的而设立的。

本文采用有限元 SAP2000 软件计算模型中的 Friction Isolator 连接单元可以让结构体系具有复位

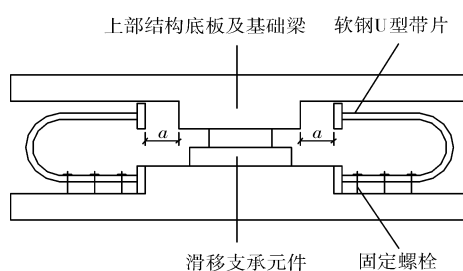


图1 滑移隔震系统装置图

Fig. 1 Sliding isolation system equipment of specimen

限位功能. 为方便起见, 可将 Friction Isolator 连接单元的水平刚度值假设为滑移层的限位刚度. 通过改变 Friction Isolator 连接单元中水平刚度值的大小, 实现对滑移量的控制. 本文根据结构的时程分析, 将软钢 U 型带片水平刚度 K_b 值控制在 $0 \sim 16\,000\text{ kN/m}$ 范围内, 分析软钢 U 型带片水平刚度对基底滑移量和基底剪力的影响.

3.2.1 软钢 U 型带片水平刚度 K_b 对基底滑移量影响

表 1 为滑移隔震结构在不同强度 EL-Centro 波作用下最大基底滑移量随软钢 U 型带片水平刚度变化情况. 从表 1 可见, 随着限位消能元件水平刚度 K_b 的增加, 最大滑移量总体上减少比较明显. 但也有个别情况出现峰值反弹的现象, 如在 EL-Centro 波最大峰值达到 400 gal 作用下, 当软钢 U 型带片水平刚度 K_b 达到 $8\,000\text{ kN/m}$ 时, 基底最大滑移量由 0.250 m 反增到 0.321 m , 这种现象在罕遇地震作用下较为明显. 出现这种现象的原因是由于结构的自振周期在软钢 U 型带片水平刚度接近 $6\,000\text{ kN/m}$ 时, 与场地的卓越周期接近, 造成地震作用增大.

3.2.2 软钢 U 型带片水平刚度 K_b 对基底剪力的影响

图 2 是滑移隔震结构在不同强度 EL-Centro 波作用下, 基底剪力随软钢 U 型带片水平刚度 K_b 变化的情况. 从图 2 可见, 随着限位消能元件水平刚度 K_b 的增加, 最大基底剪力总体上呈迅速增大的变化趋势. 但随着限位消能元件水平刚度 K_b 超过一定值(本文结构超过 $6\,000\text{ kN/m}$)后, 基底剪力增大趋势渐缓. 这主要是 EL-Centro 地震波前 15 s 的地震波平均峰值要比后 15 s 的平均峰值高造成的结果.

表 1 软钢 U 型带片水平刚度的基底滑移量(m)

Tab. 1 Base displacement of level stiffness with mild steel U- shaped plate					
$K_b/\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$	2 000	4 000	6 000	8 000	14 000
200 gal	0.372	0.128	0.105	0.091	0.062
400 gal	0.881	0.293	0.250	0.321	0.093

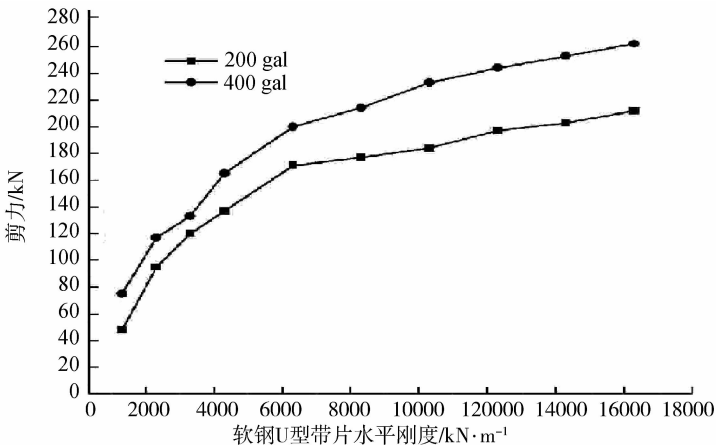


图 2 基底剪力随软钢 U 型带片水平刚度的 K_b 的变化

Fig. 2 Variation of base shear with level stiffness K_b of mild steel U- shaped plate

4 滑移隔震框架结构实例分析

4.1 工程概况

该建筑物为某 3 层框架结构办公楼. 层高均为 4.0 m ; X 向为 4 跨, 轴间距 4 m ; Y 向为 2 跨, 轴间距为 5 m ; 场地土属 II 类场地中的第二组, 抗震设防烈度为 8 度, 场地特征周期为 0.4 s , 结构阻尼比取 0.05 , 构件混凝土强度为 C30. 结构平面布置如图 3 所示, 其中 JCL-1 截面尺寸为 $300 \times 600\text{ mm}$; JCL-2 截面尺寸为 $300 \times 650\text{ mm}$; Z-1 截面尺为 $450 \times 450\text{ mm}$, 基础梁截面为 $250\text{ mm} \times 650\text{ mm}$, 构件配筋按 SAP2000 中默认最小配筋要求配置. 楼层面层荷载 3 kN/m^2 , 梁上线荷载 6 kN/m , 不考虑风荷载.

本结构设置两层基础梁. 在两层基础梁之间, 选用聚四氟乙烯钢板作为隔震支承元件, 采用软钢 U 型带片作为限位消能元件, 限位消能元件分别沿着结构的纵向和横向布置, 在 X 轴方向每根基础梁下布置 2 个软钢 U 型带片, Y 轴方向每根基础梁下布置 3 个软钢 U 型带片, 布置方法如图 3 所示.

4.2 滑移隔震结构的有限元 SAP2000 模拟

4.2.1 上部结构的模拟

结构的楼板采用面单元中的膜单元, 其中重量和分布荷载分布到楼面相应节点上形成节点荷载和相应梁上的线荷载. 采用楼板平面内刚度无穷大的假定. 上部结构采用框架单元, 用框架单元模拟梁、柱等上部结构构件.

4.2.2 隔震层的模拟

(1) 滑移支承元件的模拟

摩擦滑移隔震结构与普通抗震结构区别在于上部结构与基础之间设置了一层由滑移支承元件组成的滑移层. 本文选用 SAP2000 中的 Friction Isolator 连接单元来模拟滑移层的滑移支承元件, 沿两层基础梁之间均匀竖向布置一组 Friction Isolator 连接单元. 对于塑性模型的滞回属性是基于 Wen 和 Park 在 1976 年^[11], Wen 和 Ang 在 1986 年^[12]提出的滞回行为上定义的, 摆行为是 Zayas 和 Low 在 1990 年^[13]推荐使用的办法.

(2) 限位消能元件的模拟

针对本文提出的“先滑后限”的滑移隔震装置, 为了解决了传统的多段线性塑性连接单元和粘滞阻尼单元无法模拟限位消能元件的实际情况, 本文在运用多段线性塑性连接单元基础上, 对限位消能元件的骨架曲线进行了修改, 即将限位消能元件的骨架曲线起始段修改成近似水平刚度为零的直线段, 以满足本文提的隔震装置进行模拟结构的地震反应分析的要求.

(3) 自滑区长度的确定

根据文献[3]对滑移隔震结构基底最大位移的位移量计算公式(见公式 4), 可对本结构的最大滑移量作出预测:

$$S_{\max} = \frac{F_0 - m\mu g}{0.92K} \cdot \alpha \quad (4)$$

式中: α 为与阻尼有关的系数, 当软钢 U 型带片个数 $n = 2$ 时, $\alpha_2 = 13.189$; $n = 4$ 时, $\alpha_4 = \alpha_2/2$; $n = 6$ 时, $\alpha_6 = \alpha_4$; $n = 8$ 时, $\alpha_8 = \alpha_4$; K 、 F_0 、 m 分别为软钢 U 型带片弹性刚度, 基底最大剪力和结构总质量.

针对本文工程实例, 采用滑移与限位消能同步的滑移隔震技术, 按照上述公式计算, 本文结构在滑移限位同步的情况下最大滑移量可达到接近 95 mm. 故在计算时取结构自滑区长度为 100 mm.

(4) 隔震层的刚度及摩擦系数

文中选用分析的单支座的分析刚度为 3 000 kN/m, 而单片 U 型钢片刚度为 800 kN/m. 另外, 滑移支撑元件的摩擦系数在快、慢两种状态下都设定为同一个值, 即摩擦系数取 0.1.

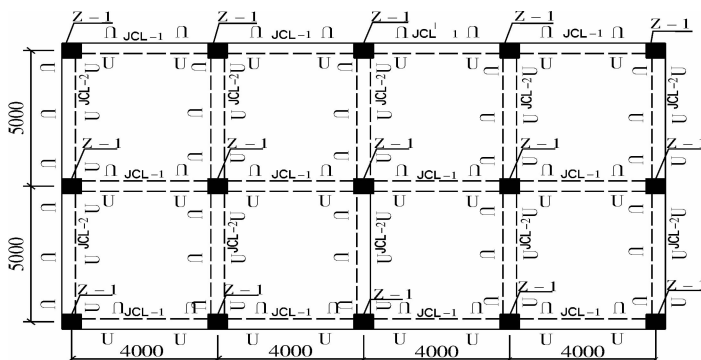
4.3 输入地震波的选取与调整

通常, 选择地震波时主要考虑地震动强度、地震动谱特征和地震动持续时间三方面的因素. 为了能真实反映地震对建筑物的作用, 最理想的情况是选用拟建场地的实际强震记录. 但在实际工程中能得到这种记录非常少, 并且现有实际强震纪录, 其峰值加速度多半与建筑所在场地的基本烈度不对应, 因而不能直接应用, 需要按照建筑物的设防烈度对波的强度进行全面调整. 考虑到计算结果的合理性, 本文选用 1940 年 5 月 18 日美国 Imperial Vally 地震的 EL-Centro 记录, 其加速度峰值为 341.70 gal(SN) 和 210.12(EW), 记录步长为 0.02 s, 持时为 30 s, 场地类型为 II 类, 并进行了适当的调整.

4.4 计算对比

4.4.1 不同结构形式下的地震反应的对比

表 2 是模型结构在不同结构形式下最大加速度与最大位移的比较. 很明显从表 2 可以看出, 固定基础支座框架结构的基底及各层加速度最大, 其次是带 U 型限位装置的滑移隔震框架结构, 基底及各层加速度最小的是纯摩擦力滑移隔震框架结构. 本文提出的滑移隔震框架结构, 其加速度反应介于纯摩擦力滑移隔震框架结构和带 U 型限位装置的滑移隔震框架结构之间, 其顶层加速度为 0.78 m/s², 是传统固定基础支座结构的 1/5.



注: U 为软钢 U 型带片

图 3 结构平面布置图

Fig. 3 Layout of structure plane

另外,从表 2 可以看出,固定基础支座的框架结构的总位移量最小,基底位移为零,但是其层间位移量变化最大;而带 U 型限位装置的滑移隔震框架结构由于采用聚四氟乙烯-钢板支座,其基底位移为 0.078 m;纯摩擦力滑移隔震框架

结构由于隔震层摩擦系数很小,且无限位装置限位,其基底及各层位移量最大,达到了 0.534 m,其层间位移量的变化很小;本文提出的滑移隔震框架结构,其位移量和层间位移仍介于纯摩擦力滑移隔震框架结构和带 U 型限位装置的滑移隔震框架结构之间,最大位移为 0.115 m,从计算结果可以发现该结构已经与限位装置发生了碰撞,又利用 U 型片的塑性特性,同 U 型片共同位移了 0.015 m.

4.4.2 不同结构形式下的结构内力的对比

图 4 是四种支座框架剪力包络图的对比.由图 4 剪力包络图可知,固定基础支座的框架结构基底剪力最大,中柱剪力达到了 338.49 kN,带 U 型限位装置的滑移隔震框架结构有所降低,中柱的剪力为 253.33 kN,纯摩擦力滑移隔震框架结构剪力最小,中柱剪力仅为 48.69 kN,本文提出的滑移隔震框架结构介于 U 型限位装置的滑移隔震框架结构和纯摩擦力滑移隔震框架结构之间,中柱剪力为114.41 kN,仅为固定基础支座结构的 1/3.

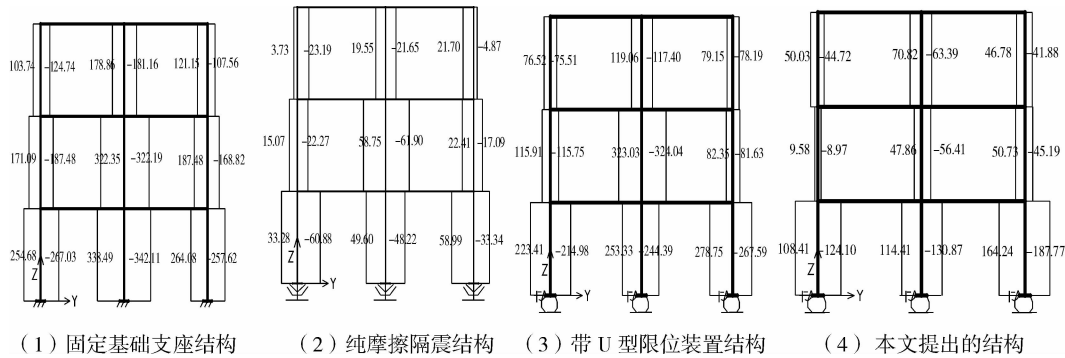


图 4 四种结构剪力包罗图对比

Fig. 4 Comparison of shear cove diagram of four structure shapes

4.5 单向地震作用下结构碰撞前后的位移反应

图 5 是碰撞前后不同阶段的最大位移值的对比.为了研究输入地震波的峰值特性对带有限位装置的滑移隔震结构在碰撞前后的地震反应的影响,本文分两个阶段(0~15 s 和 15~30 s)将 EL-Centro 波输入到结构中进行地震反应分析.

从图 5 可以看出,碰撞前与碰撞后的滑移量变化趋势不同,碰撞前层间位移量变化较小,而碰撞后层间位移量变化较大,尤其是结构顶层的位移量更大,这是一方面由于碰撞后限位消能结构对结构的作用力所致;另一方面是由于 EL-Centro 波的前 15 s 和后 15 s 的结构的位移反应差值较大,也就是说,前 15 s 的地震波平均峰值要比后 15 s 的平均峰值高.同样在计算碰撞前后最

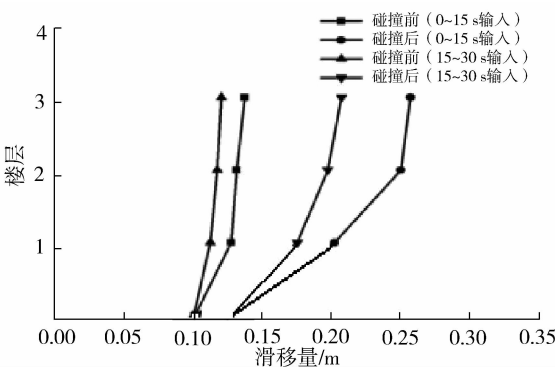


图 5 碰撞前后最大滑移量对比

Fig. 5 Comparison of maximum displacement under collision from start to end

大加速度时也表现出同样这种特征.由此可知,地震波的峰值特性对碰撞前后的地震反应存在较大影响.

4.6 双向地震作用下结构的位移反应

图6和图7分别是工程结构在双向 El-Centro 波作用下基底位移响应曲线和在竖向 El-centro 波作用下的位移响应曲线.

从图6可以看出,工程结构在双向水平地震波不同工况作用下,基底位移最大值分别为 0.212 m、0.215 m、0.212 m 和 0.204 m.从计算结果可以看出,双向地震比单向地震激励的最大滑移量要大;随着另一个方向地震烈度的不断加大,基底最大滑移量呈现出先增大后减小的规律,类似“共振”效应.

另外,从图7可以看出,在竖向 El-Centro 地震波不同作用工况下的基底最大滑移量分别为 0.145 m、0.156 m 和 0.195 m.同样可以看出,当竖向地震波和水平地震波烈度相等时,结构产生的基底滑移量最大.

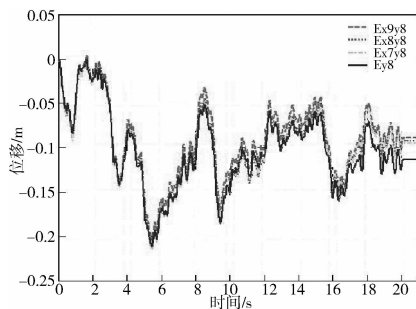


图6 双向 El-centro 波作用下基底位移响应曲线

Fig. 6 Base displacement response cure in
bidirectional El-centro wave action

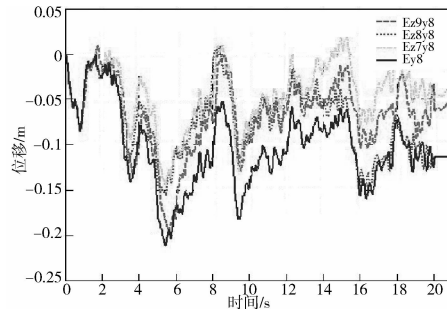


图7 在竖向 El-centro 波作用下的位移响应曲线

Fig. 7 Base displacement response cure in
portral El-centro wave action

5 结 论

本文针对具有限位装置的滑移隔震框架结构在碰撞前后的地震反应分析,得出以下结论:

(1) 分析结果表明,软钢 U 型带片所吸收的能量与带片的曲率半径 R 和板厚 t 的关系很大,带片的耗能能力与板的宽度 b 成正比;随着软钢 U 型带片水平刚度 K_b 的增加,结构的最大滑移量总体上呈迅速减小的变化趋势,最大基底剪力总体上呈迅速增大的变化趋势.但随着软钢 U 型带片水平刚度 K_b 超过一定值,基底剪力增大趋势渐缓;

(2) 分析结果表明,本文采用有限元分析软件,在运用多段线性塑性连接单元基础上,对限位消能元件的骨架曲线起始段采用近似水平刚度为零的直线进行模拟,即符合了限位消能元件的实际受力状况,又较好地解决了传统的多段线性塑性连接单元和粘滞阻尼单元无法模拟限位消能元件的实际情况;

(3) 计算结果表明,限位消能装置的刚度对滑移隔震结构在碰撞后层间加速度和位移量变化起着重要的作用,设计时应该对限位消能装置的刚度进行合理的选择;

(4) 计算结果表明,地震波的峰值特性对带有限位装置的滑移隔震结构在碰撞前后的加速度及位移反应影响较大,设计时应引起足够的重视;

(5) 计算结果表明,双向地震比单向地震激励的结构基底最大滑移量要大.随着另一个方向地震烈度的不断加大,结构基底最大滑移量呈现出先增后减的规律,在相同地震烈度时,类似“共振”效应.

参考文献 References

- [1] 李宏男. 结构多维抗震理论与设计方法[M]. 北京: 科学出版社, 1998.
LI Hong-nan. Structural Multidimensional seismic theory and design method [M]. Beijing: Science Press, 1998.
- [2] 欧进萍. 结构振动控制: 主动、半主动和智能控制[M]. 北京: 科学出版社, 2003.
OU Jin-ping. Structural vibration control—active, semi-active and intelligent control [M]. Beijing: Science Press, 2003.
- [3] 熊仲明, 王清敏, 丰定国, 等. 基础滑移隔震房屋的计算研究[J]. 土木工程学报, 1995, 28(5): 21-30.
XIONG Zhong-ming, WANG Qin-ming FENG Ding-guo, et al. Study on the calculation of brick masonry structure base Isolated with sliding layer[J]. China Civil Engineering Journal, 1995, 28(5): 21-30.

- [4] 熊仲明. 基础滑移隔震房屋计算恢复力曲线的确定[J]. 西安建筑科技大学学报:自然科学版, 1999, 31(2):21-30.
XIONG Zhong-ming. Determination on the calculation restore force curve for structure base isolated with sliding building[J]. J. Xi'an University of Architecture & Technology: Natural Science Edition, 1999, 31(2):21-30.
- [5] 熊仲明, 俞茂宏. 基础滑移隔震体系的地震响应计算[J]. 应用力学学报, 2002, 19(3):139-142.
XIONG Zhong-ming, YU Mao-hong. Seismic excitation calculating on Base Isolated System with Sliding Layer[J]. Chinese Journal of Applied Mechanics, 2002, 19(3):139-142.
- [6] 熊仲明, 俞茂宏. 基础滑移隔震房屋结构设计与工程应用的理论研究[J]. 振动与冲击, 2003, 22(3): 50-54, 88.
XIONG Zhong-ming, YU Mao-hong. The Theoretical research on Sliding base isolation structure design and engineering application[J]. Journal of Vibration and Shock, 2003, 22(3): 50-54, 88.
- [7] 熊仲明, 霍晓鹏. 一种新型滑移隔震体系的理论分析与研究[J]. 振动与冲击, 2008, 29(10):135-139.
XIONG Zhong-ming, HUO Xiao-peng. Theoretical analysis and study on A new kind of sliding base isolation system [J]. Journal of Vibration and Shock, 2008, 29(10):135-139.
- [8] MCMILLAN A J. A non-linear friction model for self-excited vibrations [J]. Sound and Vibration, 1997, 205(3):323-335.
- [9] 冯奇, 张相庭. 带基础隔震器结构的[J]. 同济大学学报, 2000, 28(4):430-433.
FENG Qi, ZHANG Xiang-ting. Model on stick-slip motion of base-isolated structure [J]. Journal of Tongji University, 2000, 28(4):430-433.
- [10] 姚谦峰. 软钢 U 型带片的限位、消能性能分析[J]. 西安建筑科技大学学报:自然科学版, 1997, 29(1):22-26.
YAO Qian-feng. Behavior of mild steel U-shaped plate restraining displacement and absorbing energy [J]. J. Xi'an University of Architecture & Technology: Natural Science Edition, 1997, 29(1):22-26.
- [11] WEN Yi Kwei. Method for random vibration of hysteretic system[J]. J Engine Mech. Div, ASCE, 1976, 102:249-263.
- [12] PARK Y J, WEN Y K, ANG A H S. Random vibration of hysteretic systems under bidirectional ground motions [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1986, 14: 543-557.
- [13] ZAYAS V, LOW S S, MAHIN S A. A simple pendulum technique for achieving semi isolation [J]. Earthquake Spectra, 1990, 6(2):317-334.

Unilateral and bilateral seismic response analysis of sliding base isolation frame with equipment of sliding-limit under collision responses

WEI Jun^{1,2,3}, XIONG Zhong-ming², QIN Pei-sheng⁴, WANG Jun-liang²

(1. Key Laboratory of Structural Engineering of Jiangsu, Suzhou 215011, China; 2. School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture & Technology, Xi'an 710055, China; 3. School of Mechanical and Electrical Engineering of Suzhou University of Science and Technology of Suzhou, Suzhou 215009, China;
4. Shannxi Construction Technology Institute Shaanxi, Xi'an 710068, China)

Abstract: In order to get over the defects of traditional sliding base isolation structure where the reactions of traditional sliding structure always is increased during the earthquake, and sliding base isolation technology was applied to the frame structure. Based on the research of U work performances of energy-absorbed element, the whole element model of the kind of new sliding base isolation three-storey frame structure with equipment of sliding-limit was established by the SAP2000 software. According to reasonable hysteretic mode, the calculation analysis under collision responses were carried out. The calculation results showed that the rigidity of the new sliding-limit had a great influence on the changes of the storey acceleration and displacement after collision. The maximum base sliding displacement of bi-directional seismic action was obviously bigger than that of one dimensional earthquake. With the other direction loading earthquake increasing, the maximum base sliding displacement of the structure proved to be increasing first and is followed by a decrease decreasing. Effective theoretical basis of sliding base isolation technology being applied to the frame structure was provided.

Key words: *sliding base-isolation; frame structure; equipment of sliding-limit; collision; both earthquake response*