

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.202109016

大位移摩擦摆底层和多层隔震韧性结构*

欧进萍^{1,2}, 武沛松^{1,2}, 关新春^{1,2}

(1. 哈尔滨工业大学结构工程灾变与控制教育部重点实验室, 黑龙江 哈尔滨 150090; 2. 哈尔滨工业大学土木工程智能防灾减灾工业和信息化部重点实验室, 黑龙江 哈尔滨 150090)

摘要: 结构韧性性能的目标是:在极罕遇地震作用时,结构不发生严重破坏;地震结束后,结构能恢复预期状态,进而恢复建筑功能的性能。隔震是结构韧性性能实现的关键技术,然而,结构隔震层位移响应超过允许值,引发隔震支座破坏,导致其减震性能失效,成为制约该类结构韧性性能目标实现的关键难题。本文以结构层作为滑动面,主体结构整体或滑动面之间的部分结构作为滑动块,提出大位移摩擦摆新型结构,通过隔震层的不同位置以及数量,构建大位移摩擦摆底层和多层隔震结构体系。分别建立该统一分析模型、探明其减震机理证明其良好减震性能,实现韧性结构性能目标。开展结构设计实现和韧性性能评价研究,表明了主体结构、非结构构件和大位移摩擦摆(支座和结构层)等地震损伤和恢复能力。本研究为韧性结构发展提供了结构新体系和关键发展方向。

关键词: 韧性性能; 极罕遇地震; 隔震性能; 大位移摩擦摆支座(SLDFPB); 多层隔震结构

中图分类号: TU352.1 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2021)04-0657-20

Seismic Resilient Base Isolated Structure Equipped with Super-Large Displacement Friction Pendulum Bearing and Isolated Structure Equipped with Multi-Super-Large Displacement Friction Pendulum Bearing

OU Jinping^{1,2}, WU Peisong^{1,2}, GUAN Xinchun^{1,2}

(1. Key Lab of Structures Dynamic Behavior and Control of the Ministry of Education, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090, China; 2. Key Lab of Smart Prevention and Mitigation of Civil Engineering Disaster of the Ministry of Industry and Information Technology, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090, China)

Abstract: The basic performance objectives of structural resilience are that structures can survive very-rare earthquakes and the state of structures and building functions are recoverable. Isolation is a key technology to achieve structural resilience. However, when the response of the isolation layer exceeds its limit, it will causes damage on isolation bearing and the loss of seismic performance. This is the key that constrains the realization of structural resilience. Super-Large Displacement Friction Pendulum Bearings (SLDFPB) whose whole layer acts as a sliding surface and whole superstructure or several frames act as sliding blocks is studied. The new isolated structural system with SLDFPB is constructed through isolation layers located in different positions. A unified analysis model for the structure system is established to explore its damping mechanism and prove its damping performance, so as

* 收稿日期:2021-09-16;修回日期:2021-09-20

基金项目:国家重点研发项目(2017YFC0703603)资助

作者简介:欧进萍(1959—),男,中国工程院院士,教授,博导。主要从事结构监测、控制以及防灾减灾方面的研究。

to achieve structural resilience. The study on structural design method and the evaluation on resilience show seismic damage mitigation and good recovery capacity of the main structure, non-structural members and Super-Large Displacement Translation Friction Pendulum Bearing (SLDTPB) (bearing and structure layer). This study provides a new structural system and indicates a key development direction for resilience structures.

Keywords: seismic resilience; very-rare earthquakes; isolated performance; Super-Large Displacement Friction Pendulum Bearings(SLDTPB); isolated structures equipped with multi-isolation layers

引言

韧性(Resilience)概念最早来源于生态系统的研究,衡量某生态系统受到外部扰动,维持其基本性能,修复其损伤,并逐渐恢复其预期功能的系统性能^[1]。H. G. Lance等^[2]提出衡量生态系统韧性指标,表征该系统是恢复预期功能速度和抵抗扰动能力。韧性概念符合建筑结构性能需求,特别在抗灾防灾领域,具有实际的发展需求。目前,韧性结构已经成为国内外研究热点和结构性能发展的目标。

从系统构成角度,韧性系统可分为材料韧性^[3]和结构韧性两者关注的焦点和研究内容有所不同。混凝土的自修复^[4]、纳米混凝土^[5]等都有力地推动材料韧性的发展。但在结构韧性方面,关键基本概念和核心问题还有待深入研究。S. E. Chang等^[6]认为结构韧性决定于某一灾害下结构功能损失、恢复时间不超过容许预期的概率。P. C. Gian等^[7]强调了结构全寿命过程中的韧性。吕西林等^[8]提出韧性指地震后不需修复,或稍加修复即可恢复其使用功能。A. Filiatrault等^[9]指出结构韧性时将结构分为结构构件、建筑构件、服务型构件和结构内容物,分别针对其抗震需求制定韧性标准,通过结构各部分功能函数随时间的变化量化韧性评价^[10]。针对特殊功能的结构,应该有针对性的韧性评价指标,API规范固定式平台中强调杆件或节点的韧性,避免结构关键环节韧性不足,储备刚度不足,导致结构发生倒塌^[11];而医疗系统建筑更重视医疗功能的保全,即关键设备等非结构构件的韧性性能^[12-13]。上述研究成果都有利的推动了韧性结构的发展。同时,也应该看出,由于上述研究存在区分韧性结构基本性能与建筑功能的不同,导致韧性结构基础理论体系和研究内容存在概念模糊,甚至自相矛盾。

隔震(减震)结构具有隔离(减小)地震动对结构基本性能的影响,减小结构地震响应,是实现韧

性结构的有效途径之一。各种隔震支座、减震器以及对应结构体系的研究和实践,也有力地推动了韧性结构发展。但由于地震具有很强的随机性、极大的破坏性,以及地震破坏机理的多样性,导致韧性结构发展面临巨大的挑战。特别是极罕遇,超大地震作用下,由于传统的橡胶隔震支座的抗震性能具有一定局限性^[14],导致现有隔震支座变形超过允许值,导致隔震支座破坏,甚至引发整体结构倒塌的风险^[15]。为了提高隔震层变形能力,而增加橡胶支座尺寸,又将导致每个支座的侧向刚度增加,隔震层的总水平刚度增大,整体隔震效果降低。而摩擦摆支座^[16-17]作为一种能够自动复位的平面滑移系统,水平刚度与上部结构质量成正比,其水平隔震能力能够避开竖向承载力、支座尺寸的限制,可以实现更柔的隔震层,但过大的变形会产生结构倾覆的问题。这个客观存在的矛盾成为制约隔震结构韧性性能提升的关键问题。

本文提出的三种大位移摩擦摆隔震结构根据隔震层在不增加刚度的同时可以具备更大水平变形能力的特点,充分利用隔震层的变形能力,极大增加了隔震结构的安全性。摩擦摆支座的变形来自滑动面与滑块间的位移,不同于由材料塑性产生的非线性,极罕遇地震下支座大位移可恢复,不出现明显损伤,隔震层韧性大幅增加;并由于其远大于传统摩擦摆支座的隔震半径,上部结构在地震下的响应也得到极大的降低,结构整体隔震韧性大幅增加。

1 底部整体式大位移摩擦摆隔震韧性结构

1.1 底部整体式大位移摩擦摆底层隔震韧性结构及其动力特性

整体式大位移摩擦摆隔震支座为了突破柱端空间对支座尺寸的限制,实现更大的支座水平变形

能力,采用表面为低摩擦材料球面层的大跨度球壳滑动面,上部设置滑块若干,滑块间通过连接构件、连梁、承重柱相连形成可滑动的球面框架,整体形成隔震层。通过大跨度底面球壳和整体滑动框架形成整体隔震层解决隔震层允许变形难以满足抗极罕遇地震需求的问题;通过设计隔震层球面参数调整隔震层刚度及结构自振频率,使其远小于传统隔震结构自振频率,提高隔震效果。

图1为整体式大位移摩擦摆隔震支座设计示意图,隔震层设置有上部球面框架及底面球壳。底面球壳由混凝土整浇,其上表面为圆弧形不锈钢球面板,开口向上,整体由若干球面板拼接而成,接缝远离滑块所在区域,避免其对滑块滑动产生阻碍,球面板表面喷涂聚四氟乙烯等低摩擦材料;底面球壳通过下表面钢板与混凝土基础或下层结构整浇相连。上部球面框架由若干滑块、连接构件、连梁、承重柱构成。连接构件横截面为箱型,顶部通过混凝土柱与上部结构相连,下部与滑块顶部焊接,侧部和工字型连梁栓焊混合连接,整体形成球面框架。滑块为扁圆柱形,上表面为圆形平面,下表面为圆弧球面,与底面球壳对应位置球面保持一致,表面喷涂防腐材料及聚四氟乙烯等低摩擦材料。上部球面框架通过滑块放置于底面球壳上;底面球壳跨度大于上部球面框架并预留充足的滑动距离,边缘高度接近或达到隔震层平面。



图1 整体式大位移摩擦摆隔震支座设计示意图

Fig.1 Design sketch of Super Large Displacement Rotation Friction Pendulum Bearing (SLDRFPB)

对于柱下独立的摩擦摆支座,地震来临时各支座具有相同的变形及反力方向;而在整体式大位移摩擦摆隔震支座中,滑动面各接触位置反力均指向滑动面球心,方向不同。传统摩擦摆支座的上部结构在地震中近似水平运动,整体式大位移摩擦摆隔震结构在地震下沿滑动面发生整体转动,结构轴线发生倾斜。地震作用沿切向分解和转动动能的引入使力学性能分析更加复杂。此外由于隔震层变形时上部结构倾斜导致各层存在水平分力,隔震层与上部结构各层之间的刚度不为零。因此整体式大位移摩擦摆支座和传统摩擦摆支座在计算时具有不同的力学性能。

如图2所示,整体式大位移摩擦摆隔震结构上部为单跨多层框架结构,将框架质量离散化处理并集中于各层底面。由于层间位移远小于隔震层位移,认为离散后的各质点具有相同的角加速度。

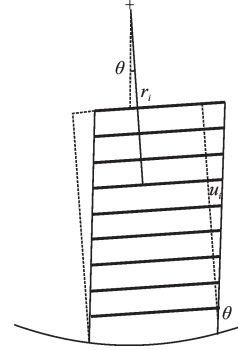


图2 整体式大位移摩擦摆隔震支座单跨多层框架结构示意图
Fig.2 Sketch of single-span multi-story isolated frame structure equipped with SLDRFPB

利用拉格朗日原理可以直接建立整体式大位移摩擦摆隔震结构的运动方程。地震荷载采用质量乘以地面加速度表示:

$$\frac{\sum_{i=0}^n m_i r_i^2 + I_i}{\sum_{i=0}^n m_i r_i} m_0 \frac{\ddot{x}_0}{r_0} + m_0 \frac{\sum_{i=1}^n m_i r_i \ddot{u}_i}{\sum_{i=0}^n m_i r_i} + m_0 g \frac{x_0}{r_0} + m_0 \frac{\sum_{i=1}^n m_i g u_i}{\sum_{i=0}^n m_i r_i} + \frac{\sum_{i=0}^n m_i r_0}{\sum_{i=0}^n m_i r_i} \mu m_0 g \operatorname{sgn}(\dot{x}_0) = m_0 \ddot{x}_g(t) \quad (1)$$

$$m_i \left(\ddot{u}_i + r_i \frac{\ddot{x}_0}{r_0} \right) + m_i g \frac{x_0}{r_0} + k_i u_i - k_i u_{i-1} + k_{i+1} u_i - k_{i+1} u_{i+1} = m_i \ddot{x}_g(t) \quad (2)$$

式中, m_i 为隔震层或上部第 i 层建筑质量; I_i 为隔震层或上部第 i 层建筑惯性矩; k_i 为上部结构第 i 层水平刚度; μ 为滑动面摩擦系数; $\ddot{x}_g(t)$ 为地震响应加速度; g 为重力加速度。

将式(1)写成摩擦摆支座运动方程的形式, 可得:

$$\frac{r_c}{r} m_0 \ddot{x}_0 + \mu_e m_0 g \operatorname{sgn}(\dot{x}_0) + \frac{m_0 g}{r} x_0 = m_0 \ddot{x}_g \quad (3)$$

在式(3)中, 类比摩擦摆支座的运动方程, 定义 \ddot{x}_0 和 x_0 前系数的比值为等效半径 r_e , 能够直接反映隔震周期的大小; 定义摩擦力项与地震作用项的系数比为等效摩擦系数 μ_e 。对于规则的上部结构, 等效半径仅取决于隔震层的半径、上部结构的层数和

跨度。其中,

$$r_e = \frac{\sum_{i=0}^n m_i r_i^2 + I_i}{\sum_{i=0}^n m_i r_i} < r \quad (4)$$

$$\mu_e = \frac{\sum_{i=0}^n m_i r_0}{\sum_{i=0}^n m_i r_i} \mu > \mu \quad (5)$$

图3所示为不同滑动面深度的整体式大位移摩擦摆6层隔震结构的等效半径,其层高 $h=3\text{ m}$,框架跨度 $L=26.3\text{ m}$,滑动面深度为 $0.5\sim 5\text{ m}$ 。根据摩擦摆支座理论, $r_p = \frac{g}{\omega_1^2}$,表示根据隔震系统基本周期计算的等效半径。可以看出,根据式(4)计算所得等效半径 r_e 与按隔震周期对应计算所得的半径 r_p 基本相同,二者与隔震层滑动面半径间存在差异。在设计阶段可以通过等效半径 r_e 估计结构的隔震周期更准确。

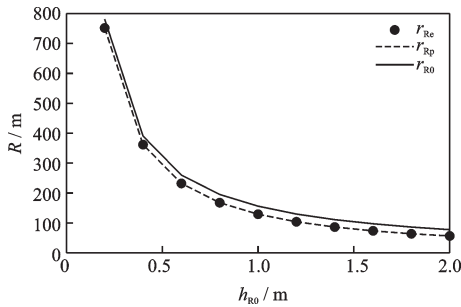


图3 不同滑动面深度的整体式大位移摩擦摆隔震支座的等效半径

Fig.3 Equivalent radius of SLDRFPB with sliding surface at different depths

根据式(1)和式(2)可知,系统的刚度和阻尼是恒定的,不考虑摩擦力时隔震结构为线性系统,隔震层摩擦力及回复力与各底柱间距无关。因此,当隔震层变形过大,边柱脱离滑动面或底柱与滑动面接触不良引起柱子脱离滑动面时,隔震层运动方程不发生变化。整体式大位移摩擦摆隔震支座力学性能稳定,受支座局部变形影响小。

总的来说,整体式大位移摩擦摆支座等效半径小于滑动面半径,隔震层等效摩擦系数大于滑动面摩擦系数。

1.2 底部整体式大位移摩擦摆底层隔震韧性结构性能分析

研究了不同参数整体式大位移摩擦摆支座隔

震结构在罕遇和极罕遇地震作用下的隔震韧性。采用瑞利阻尼及库伦摩擦力建立隔震结构。

计算时采用7条符合场地条件的地震波,其中5条为天然波,两条为人工波。地震动反应谱如图4所示。

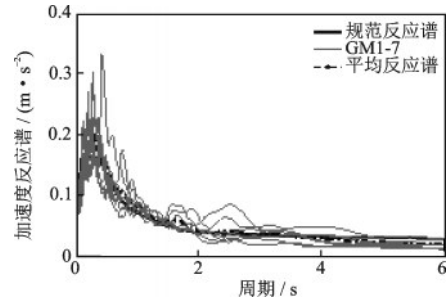


图4 所选地震动反应谱

Fig.4 Spectrum of selected ground motions

所选30层框架结构平面尺寸为 $27\text{ m}\times 27\text{ m}$,高度为 90 m 。该结构的自振周期为 1.75 s ,阻尼比为 0.05 。隔震层的摩擦系数为 0.01 。在Matlab中建立多自由度模型,对隔震结构的时程分析进行仿真。基于式(2),将隔震结构上部主体结构简化为弹性剪切型模型。不同于传统结构,隔震层与上部结构各层之间的刚度不为零。根据瑞利阻尼模型计算阻尼矩阵。采用隔震结构的质量矩阵和刚度矩阵,以及上部结构的一阶和二阶模态频率来模拟上部结构的有效阻尼矩阵。滑动面摩擦力遵循库伦摩擦原理。根据式(1)简化整体式大位移摩擦摆支座,模拟隔震层的水平刚度。采用经典的Runge-Kutta方法对整体式大位移摩擦摆隔震支座进行非线性数值试验,以考虑隔震层的粘滑运动。

不同滑动面深度的整体式大位移摩擦摆隔震结构层间位移角如图5所示。层间位移角响应表明,整体式大位移摩擦摆支座具有明显的隔震效果,在PGA值为 $0.62g$ 的极罕遇地震作用下主体结构能够正常使用。由于隔震后的上部结构能够保持线弹性状态,不同参数的结构层间位移角随着PGA的增大几乎呈线性增加。在小震下,隔震层滑动面受摩擦力作用难以发生相对变形,并未进入正常工作状态,隔震效果较低,层间位移角增长较快。

隔震层滑动面深度 h_0 对隔震效果有显著影响。滑动面深度越小的整体式大位移摩擦摆支座等效半径越大,隔震周期越长,隔震效果越好。当隔震

层深度为0.5 m时,上部结构即使在PGA达到0.62g的地震动作用下仍保持较低的塑性,满足结构的安全性需求。考虑到支座等效半径和隔震效果会随隔震层深度的增加而急剧下降,设计隔震层滑动面深度时应将更大的支座等效半径作为主要设计依据。

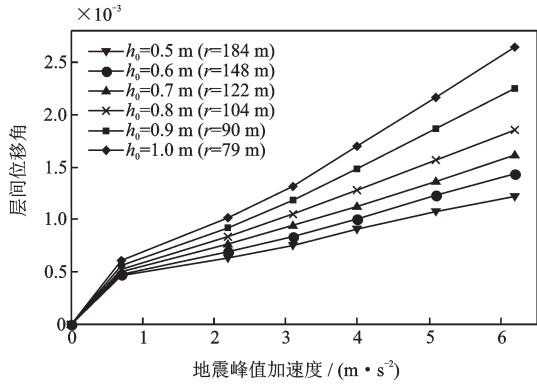


图5 不同滑动面深度的整体式大位移摩擦摆隔震结构层间位移角

Fig.5 Inter story drift ratio of super-structures equipped with SLDRFPBs at different depths

图6为不同滑动面深度的整体式大位移摩擦摆隔震结构的首层最大水平加速度,能够反映出支座的隔震效果。可以看出,结构首层加速度总是小于地面加速度。在越大的地震作用下,隔震效果越好,首层加速度与地面加速度相差越大。

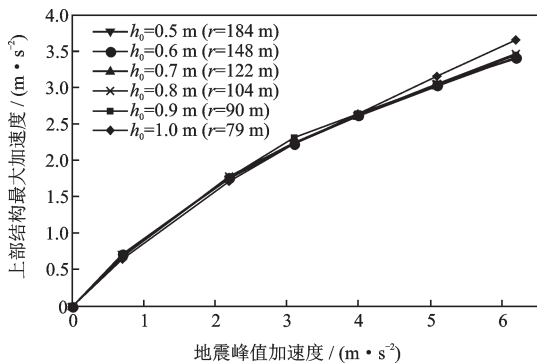


图6 不同滑动面深度的整体式大位移摩擦摆隔震结构首层最大水平加速度

Fig.6 Maximum acceleration of super-structure equipped with SLDRFPBs at different depths

从图7可以看出,整体式大位移摩擦摆隔震支座滑动面的深度及滑动面半径对支座水平位移的影响不大。一般情况下,滑动面球面深度小,刚度低,水平位移大。当地震荷载不太大时,上部结构

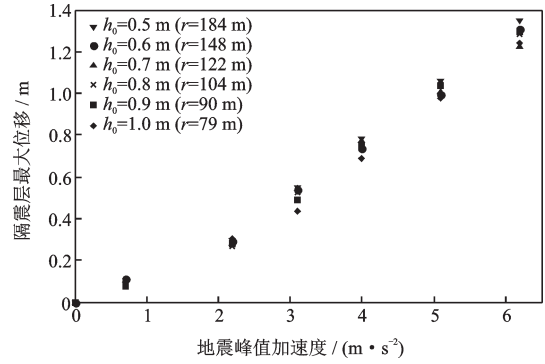


图7 不同滑动面深度的整体式大位移摩擦摆隔震支座最大水平位移

Fig.7 Maximum horizontal displacement of SLDRFPBs at different depths

可能在任意位置粘固,之后当总荷载再次超过最大静摩擦力时上部结构的滑动方向也是随机的,因此整体式大位移摩擦摆隔震支座的变形有可能继续增加。由于超过静摩擦力时隔震支座开始滑动,无论滑动方向如何,隔震能力都能够得到保障。这种地震响应及摩擦带来的随机性使得隔震效果与隔震支座变形间没有明确的规律。在较小地震下,隔震支座会长期处于粘固状态,隔震支座位移响应差异不大;在强度更大的地震下,粘固状态不易出现,隔震支座的变形与支座水平刚度的规律性更明显。由于同样的原因,支座最大位移响应随PGA的变化也是非线性的。

复位能力是整体式大位移摩擦摆支座韧性设计的关键之一,代表隔震层的结构功能可恢复以及整体结构的建筑使用功能可恢复。不同摩擦系数的隔震层得到的残余位移如图8所示。残余位移是由不同地震动作用下地震动结束时支座运动状态

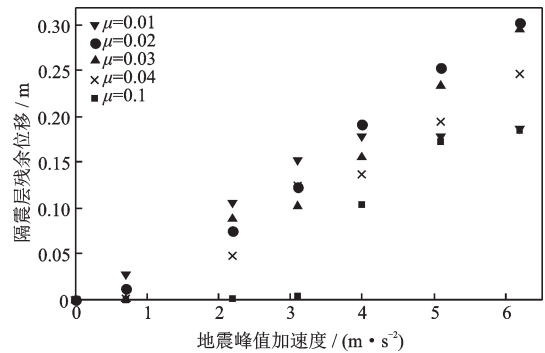


图8 不同摩擦系数的整体式大位移摩擦摆支座残余位移

Fig.8 Residual displacement of SLDRFPBs with different friction coefficients

及当前位置决定的随机变量。支座的最大位移和最大理论残余位移具有相似的趋势。两者均由摩擦系数和等效半径确定。最大理论残余位移被定义为恢复力等于摩擦力的位置。大深度隔震层和小等效半径的隔震层具有最小的最大位移和最小的理论最大残余位移,因此残余位移较小。设计时选用小深度的隔震层能够保证良好的复位能力。

对于摩擦系数小的整体式大位移摩擦摆隔震支座,最大位移的大小不会导致残余位移增加,最大理论残余位移和残余位移都随着摩擦系数的减小而减小。相反,对于大摩擦系数的整体式大位移摩擦摆隔震支座,残余位移由较小的最大位移决定,最大位移和残余位移随着摩擦系数的减小而增大。随着摩擦系数的增大,残余位移先增大后减小。考虑隔震层的复位能力,推荐采用小摩擦系数如0.01。如果摩擦系数的加工工艺难以满足设计要求,对于复位能力有严格要求的结构选择较大的摩擦系数如0.1也能获得较小的残余位移。

对于高宽比大于3的隔震结构,罕遇及极罕遇地震下结构的抗整体倾覆能力同样影响结构整体安全。表1为地震下整体式大位移摩擦摆隔震结构的隔震支座反力变化,具体为罕遇地震、极罕遇地震下整体式大位移摩擦摆支座的边缘支座反力与静力状态下支反力的比值。当支反力为负时滑块与滑动面可能发生脱离。尽管根据整体式大位移摩擦摆隔震结构的运动方程,当部分滑块与滑动面脱离时支座的力学性能不发生改变,此时的倾覆风险仍需要尽量规避。当滑动面深度较大时,极罕遇地震下存在倾覆风险;而当滑动面深度较小时,支反力远大于零,该高宽比超过3的高层隔震结构仍能够满足极罕遇地震抗倾覆的要求。隔震结构在极罕遇地震下的整体韧性能够得到保证。

表1 地震下整体式大位移摩擦摆隔震结构的隔震支座反力变化

Table 1 Variation of bearing reaction of isolated structure equipped with SLDRFPB subjected to earthquakes

滑动面 深度/m	单位: %			
	罕遇地震		极罕遇地震	
	最大反力	最小反力	最大反力	最小反力
0.5	109.4	90.6	114.5	85.3
1	127.1	72.7	142.0	57.5
2	185.7	14.3	233.0	-33.3

1.3 底部整体式大位移摩擦摆底层隔震韧性结构性能试验

振动台实验是研究和验证建筑结构减隔震能力的最直接的方法之一。隔震结构的抗震性能主要由其动力特性决定,因此通过振动台实验模拟及验证隔震效果是最直观的实验方法。

本实验旨在对整体式大位移摩擦摆底层隔震结构在极罕遇地震下的韧性表现进行试验研究,包括隔震层的基本力学参数、隔震层的动力特性以及极罕遇地震下的整体隔震效果。验证隔震层的基本力学性能与滑动面的曲率半径和摩擦系数的关系,通过上部质量源在动荷载下的滑动能力分析隔震层的动力特性,根据实验中隔震层的响应以及上部框架结构的响应来研究结构整体的减隔震能力以及极罕遇地震下隔震结构的韧性。

实验在中国地震局工程力学研究所实验室进行,所模拟的原型结构为按8度设防的某15层混凝土框架结构。该结构层高为3.6 m,结构尺寸为25 m×25 m×54 m。框架结构总质量达14 500 t,框架结构基本周期为1.30 s。采用整体式大位移摩擦摆对该框架结构进行底部隔震,其中整体式大位移摩擦摆设计球面深度为1 m,球面半径为157 m,对应等效半径为132 m。设计摩擦系数为0.03。

模型相似系数见表2。振动台实验各参数的相似系数在设计时受多种因素影响。对于采用整体式大位移摩擦摆或组合式大位移摩擦摆的隔震结构,隔震层的动力特性与重力加速度g相关,实验中重力加速度g无法改变,因此加速度的相似系数为1。振动台有效工作频率不超过40 Hz,原型隔震结构所受地震荷载有效频率通常不超过8 Hz,时间相似系数为5能够满足实验要求;对应位移相似系数为25,模型尺寸及地震下模型的位移响应在振动台的允许范围内。模型质量相似系数由振动台承载力及允许倾覆力矩决定,由于摩擦系数无量纲,其相似系数为1。其余所需物理量的相似系数可根据量纲间的关系计算得出。

实验采用钢框架高度为1.17 m,平面尺寸为1.85 m×1.85 m,柱距为1 m×1 m。框架整体采用Q345钢。采用实心铅块及实心钢块模拟框架结构质量,配重质量约为7 t,框架质量为1.66 t,模型总质量合计8.66 t。对于整体式大位移摩擦摆,上部结构整体质量分布影响隔震层等效半径,为了正确模拟隔震层等效半径,经计算配重所需平台高度为

表2 振动台试验相似系数

Table 2 Similarity coefficient of shake table test

参数	单位	尺度变换	缩尺比
长度/位移	L	S_L	25
质量	M	S_M	1700
时间	T	$\sqrt{S_L}$	5
速度	LT^{-1}	$\sqrt{S_L}$	5
加速度	LT^{-2}	1	1
频率	T^{-1}	$1/\sqrt{S_L}$	1/5
摩擦系数	1	1	1

0.73 m,其中钢框架底柱高0.6 m,底部橡胶支座高0.13 m。配重自身厚度共0.4 m。

实验共采用4个橡胶支座,橡胶支座整体尺寸为0.45 m×0.45 m×0.13 m,每个支座刚度为0.913 kN/mm,竖向设计承载力为100 kN,设计位移为0.06 m,对应模型结构周期为0.306 s,满足框架结构时间相似系数的要求。

本实验所采用的整体式大位移摩擦摆支座设计及实物如图9、10所示,支座板与滑块均为纯钢材,滑块表面嵌有一层聚四氟乙烯涂层,总重约3.8 t。整体式大位移摩擦摆平面尺寸为1.85 m×1.85 m,高度约0.23 m,滑动面深度为68.5 mm,其所在平面截面半径为0.925 m,对应滑动面球面半径为6 m。整体式大位移摩擦摆总承载力可达200 kN,单向滑动位移可达0.2 m,允许转角可达0.02 rad。底部滑

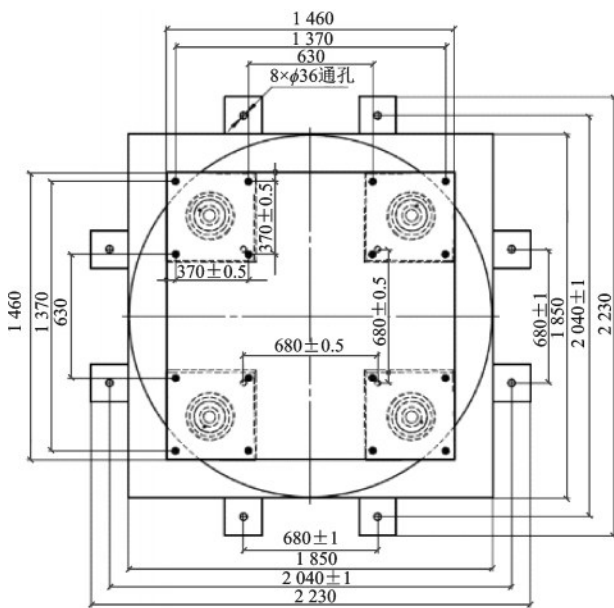
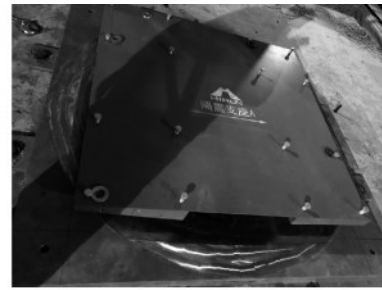
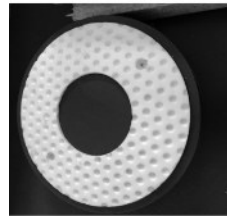


图9 整体式大位移摩擦摆设计图

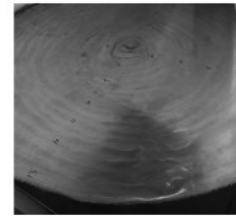
Fig.9 Design drawing of SLDRFPB



(a) 支座



(b) 滑块



(c) 滑动面

图10 整体式大位移摩擦摆实物图

Fig.10 Photo of SLDRFPB

动面上共设置4个滑块,滑块底部为扁圆柱体,直径为260 mm、厚度为50 mm、底面倾角约6.5°;滑块上部为扁长方体,平面尺寸为450 mm×450 mm,顶面倾角同样约6.5°。

实验采用及单向地震波加载,选取3条地震波进行实验,分别为El centro波、天津波和Chi-Chi波。每条地震波分别按峰值加速度为0.4g和0.62g加载,分别对应按8度设防结构的罕遇地震和极罕遇地震。每个峰值加速度各加载两次,仅在第二次加载后复位到平衡位置。相同地震波前后两次加载的区别在于第二次加载前未进行支座复位,即支座具有初始位移,用于研究有初始位移的支座性能变化。本实验共采用10个加速度传感器及10个位移传感器。

整体式大位移摩擦摆隔震结构振动台试验示意及实物如图11所示。在不同地震波加载工况中,均能够明确观察到摩擦摆支座的滑动以及震后的残余位移,其中4个滑块沿加载方向共同滑动,结构整体在滑动过程中保持完好,并无明显的垂直于加载方向的运动或水平方向的扭转。在振动过程中,每个工况通常可以观察到2~4次摩擦摆支座往复滑动,支座滑块能够与滑动面紧密接触,滑块边缘远未达到滑动面边缘,仍具有充足的可滑动位移储备。

图12为各工况下整体式大位移摩擦摆支座最大位移,其中黑色点为El centro波工况,红色点为天津波工况,蓝色点为Chi-Chi波工况。从图中可

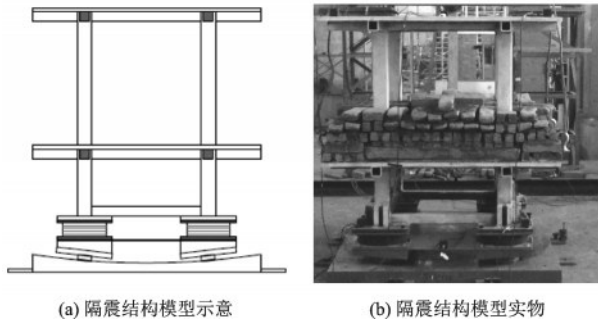


图 11 整体式大位移摩擦摆底座隔震结构振动台试验
Fig.11 Shake table test of isolated structure with SLDRFPB

以看到,实验中摩擦摆支座的最大位移不超过 100 mm,而超过一半工况中摩擦摆支座的最大位移超过 40 mm。对应真实结构的整体式大位移摩擦摆最大位移在 1~2.5 m,采用传统摩擦摆支座难以实现足够大的变形,而采用整体式大位移摩擦摆支座能够很容易的实现充足的设计位移。由前文所知,受到相同地震动时隔震层真实滑动位移不受摩擦摆支座初位移的影响,由于隔震层初位移方向与最大位移方向不一定相同,甚至少数情况下隔震层最大位移反而降低。平均来看,随着地震动的增大隔震层最大位移有所增加,而具体到每个确定的工况则具有比较大的随机性,因此预留充足的隔震层位移是必要的。

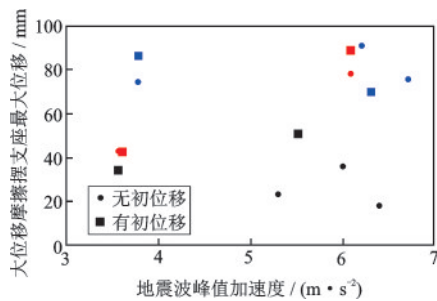


图 12 整体式大位移摩擦摆支座最大位移
Fig.12 Maximum displacement of SLDRFPB

图 13 为各工况下整体式大位移摩擦摆支座残余位移。可以看出,各工况中摩擦摆支座的残余位移相差很大,最大可达 70 mm,平均残余位移为 27.5 mm。对应真实结构的整体式大位移摩擦摆平均残余位移约为 0.7 m,最大残余位移达到 1.7 m。考虑到震后结构需要具备直接投入使用的能力,设计隔震层时应为管线等非结构构件预留充足的滑动空间,连接隔震层下部及上部结构的功能性构件

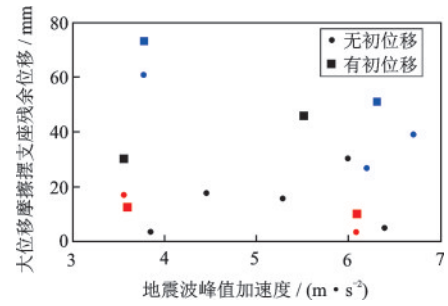


图 13 整体式大位移摩擦摆支座残余位移
Fig.13 Residual displacement of SLDRFPB

应具备足够的变形能力。由于有初位移的工况中,初位移取决于前次振动的残余位移,对于相同地震动,该初位移方向与残余位移相同,为不利于震后复位的初位移。而从图中可以看出有初位移的工况相比无初位移,其残余位移并不会翻倍,通常增幅不大,个别工况下残余位移反而降低,因此可以得出,统计意义上初位移对整体式大位移摩擦摆支座的复位能力影响较小。

图 14 为整体式大位移摩擦摆支座起滑前台面的最大加速度,用于反映支座起滑难度。由于决定支座是否能滑动的外荷载大小同时取决于地震作用以及上部结构当前时刻传至滑动面的荷载值,台面最大加速度仅能初步估计摩擦系数。从图中可以看出,起滑前最大加速度通常在 2~4 m/s²,比较稳定。初步估计滑动面具有较为稳定的摩擦系数。

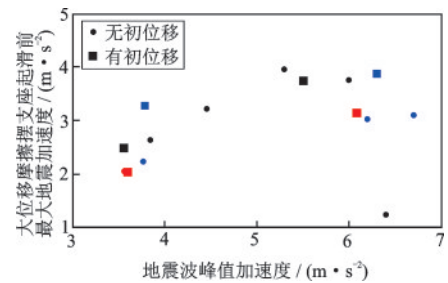


图 14 整体式大位移摩擦摆支座起滑前最大地震加速度
Fig.14 Maximum horizontal acceleration of ground motion before sliding of SLDRFPB

图 15 中,各工况下橡胶支座最大位移集中在 1.5~3.5 mm,从统计意义上表明整体式大位移摩擦摆支座的隔震效果。对不同初始状态、不同强度的各类地震作用,整体式大位移摩擦摆支座都能将地震过滤成较小的振动,符合滑移类支座在大加速度振动下经滑动面间滑动将激励隔离的基本原理。

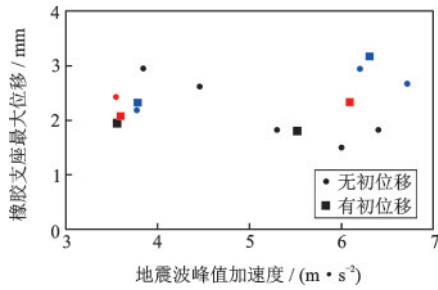


图 15 整体式大位移摩擦摆试验橡胶支座最大位移

Fig.15 Maximum displacement of rubber bearing in test of SLDRFPB

图 16 为各工况下钢框架最大加速度。结构经支座隔震后自身最大加速度在 $1.5\sim 3\text{ m/s}^2$, 地震响应降低一半左右, 并且对于越大的地震作用, 隔震效果越明显, 说明选择大位移摩擦摆支座进行抗极罕遇地震是恰当的。

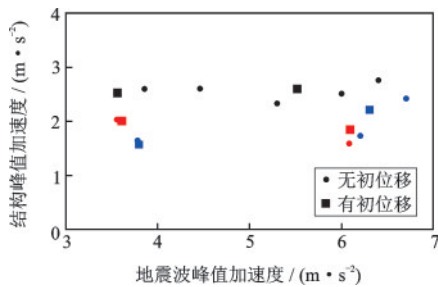


图 16 整体式大位移摩擦摆试验钢框架最大加速度

Fig.16 Maximum acceleration of steel frame in test of SLDRFPB

2 底部组合式大位移摩擦摆隔震韧性结构

2.1 底部组合式大位移摩擦摆底层隔震韧性结构及其动力特性

对于部分具有特殊建筑功能的结构如医院等, 主体结构不允许出现较明显的倾斜, 此时仍需新的隔震结构形式以适应更进一步的韧性需求。从整体提高隔震层的水平变形能力的角度出发, 放弃采用每根柱下独立的隔震支座, 参考摩擦摆隔震支座的原理, 将结构隔震层区域底面整体设计为大跨度大曲率半径球壳。为充分发挥整体式大位移摩擦摆支座很好的隔震能力, 并回避上部结构的倾斜, 本文提出底部组合式大位移摩擦摆支座。提取隔震层的框架作为摩擦摆滑块部分, 并采用上下双曲

面的构造将上部结构的转动转化为平动。单一双曲面支座形成的系统是不稳定的, 通过若干大位移摩擦摆支座组合, 在确保滑动面各点接触良好的前提下, 相邻支座由于整体变形协调运动保持一致, 在重力作用下具有良好的复位能力, 形成稳定的系统。底部组合式大位移摩擦摆支座示意如图 17 所示。

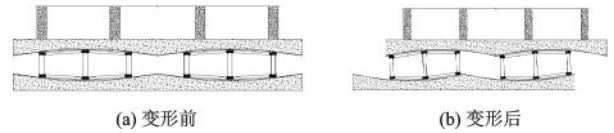


图 17 底部组合式大位移摩擦摆支座示意图

Fig.17 Super-Large Displacement Translation Friction Pendulum Bearing

柱底摩擦摆支座与底部组合式大位移摩擦摆支座的静力特性差异主要体现在支座反力方向、弯矩方向和摩擦力方向。传统摩擦摆支座支反力总是竖直向上; 在组合式大位移摩擦摆支座中, 同一个滑动框架的一组支座反力分别指向上、下球壳的两个球心, 同一组柱底支座反力在不同滑动框架中方向相同。因此, 两种隔震装置提供的回复力不同。支座滑块与滑动面的接触点数量、位置均不相同, 提供的摩擦力也有区别。图 18 为底部组合式大位移摩擦摆支座的隔震结构示意图。

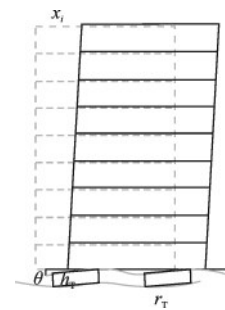


图 18 底部组合式大位移摩擦摆隔震结构示意图

Fig.18 Sketch of seismic isolated structure of SLDTFPB

底部组合式大位移摩擦摆的上部框架柱底运动轨迹是一个圆心高 $2r_T - h_T$ 、半径为 $r_{T0} = 2r_T - h_T$ 的圆。在地震作用下, 上部结构将沿其弧线移动并保持竖直。对于底部组合式大位移摩擦摆隔震体系, 根据 Lagrange 原理建立隔震层倾角 θ 和隔震层与上部结构各层水平位移 x_i 的运动方程。考虑 $\sin\theta \approx \theta$, 并忽略高阶项, 采用 $x_0 \approx r_{T0}\theta$ 表示隔震层

水平位移,运动方程整理为:

$$\begin{aligned} & \left(\frac{m_b(r_T \cos\alpha)^2 + I_b}{(2r_T - h_T)^2} + \sum_{i=0}^n m_i \right) \ddot{x}_0 + \\ & \mu g \frac{r_T}{2r_T - h_T} \frac{m_b + 2(\sum_{i=0}^n m_i)}{\cos\alpha} \operatorname{sgn}(\dot{x}_0) + \\ & \frac{r_T}{2r_T - h_T} \frac{m_b \cos\alpha + \sum_{i=0}^n m_i}{2r_T - h_T} g x_0 = \\ & \left(m_b \frac{r_T \cos\alpha}{2r_T - h_T} + \sum_{i=0}^n m_i \right) \ddot{x}_g(t) \quad (6) \\ & m_i \ddot{x}_i + k_i x_i - k_i x_{i-1} + k_{i+1} x_i - \\ & k_{i+1} x_{i+1} = m_i \ddot{x}_g(t) \quad (7) \end{aligned}$$

式中, m_b 为滑动框架即地下室区域总质量; m_0 为隔震层上表面该层建筑总质量; m_i 为上部结构第 i 层质量; I_b 为各滑动框架总惯性矩; k_i 为上部结构第 i 层水平刚度; $\sum f$ 为所有滑动框架上下表面摩擦系数和; $\ddot{x}_g(t)$ 为地震响应加速度; g 为重力加速度。

可以看出,对于大位移摩擦摆支座的滑动框架,地震荷载不仅会由于不同的运动方向而引起横向加速度。角加速度分解和转动动能使力学性能复杂。

对比传统的摩擦摆支座隔震结构运动方程,惯性力、摩擦力、回复力、地震荷载相关项前系数均不相同,差异主要来自滑块的转动以及上部结构和滑动框架不同的运动半径。将运动方程写成如下形式:

$$m\ddot{x}_0 + \mu_{Te} mg \operatorname{sgn}(\dot{x}_0) + \frac{mg}{r_{Te}} x_0 = m_{Te} \ddot{x}_g(t) \quad (8)$$

其中,

$$\begin{aligned} \frac{r_{Te}}{2r_T - h_T} &= \frac{m_b(r_T \cos\alpha)^2 + I_b + (2r_T - h_T)^2 \sum_{i=0}^n m_i}{m_b r_T \cos\alpha (2r_T - h_T) + (2r_T - h_T)^2 \sum_{i=0}^n m_i} \quad (9) \\ \frac{\mu_{Te}}{\mu} &= \frac{r_T (2r_T - h_T) (m_b + 2 \sum_{i=0}^n m_i)}{[m_b (r_T \cos\alpha)^2 + I_b + (2r_T - h_T)^2 \sum_{i=0}^n m_i] \cos\alpha} \quad (10) \end{aligned}$$

$$\frac{m_{Te}}{m} = \frac{m_b r_T (2r_T - h_T) \cos\alpha + (2r_T - h_T)^2 \sum_{i=0}^n m_i}{m_b (r_T \cos\alpha)^2 + I_b + (2r_T - h_T)^2 \sum_{i=0}^n m_i} \quad (11)$$

可以看出,组合式大位移摩擦摆支座表现出的力学性能与支座自身的物理参数均有些区别,具体分析如下。

图 19~21 所示分别为不同轨道深度的大位移摩擦摆支座隔震的框架结构的等效半径、等效摩擦系数以及等效质量。选择一个跨度 25 m、层高 3 m 的 20 层框架作为上部结构进行比较,底面组合式大位移摩擦摆支座每个球壳的深度 h_{T0} 取 0.1~1 m。滑动框架的侧柱有 3 m 高,与上部结构的层高相同。

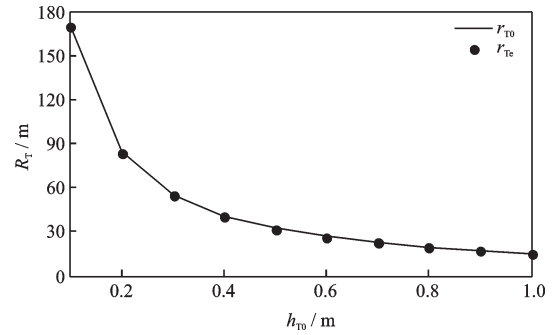


图 19 组合式大位移摩擦摆支座运动半径与等效半径
Fig.19 Motivation radius and equivalent radius of SLDTFPB

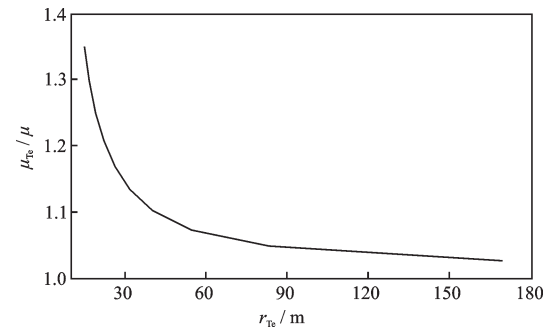


图 20 组合式大位移摩擦摆支座等效摩擦系数随等效半径变化
Fig.20 Equivalent friction coefficient and equivalent radius of SLDTFPB

图 19 中大位移平动摩擦摆支座运动半径与等效半径吻合很好,根据球壳轨道自身的几何关系,在相同跨度下,球壳轨道半径和等效半径随隔震层深度的减小而减小。大位移摩擦摆支座的等效半径可以与上部结构实际运动轨迹的半径相匹配,设计时采用 $r_{T0} = 2r_T - h_T$ 计算隔震频率可以保证足够的准确性。图 20 中,组合式大位移摩擦摆支座的等效摩擦系数随着支座等效半径的增加逐渐接近滑动面摩擦系数,选择较小等效半径的支座需要考

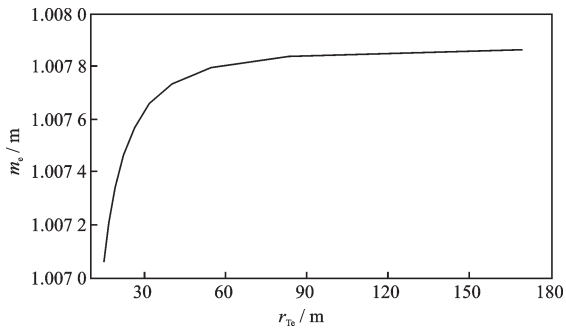


图21 组合式大位移摩擦摆支座等效质量随等效半径变化
Fig.21 Equivalent mass and equivalent radius of SLDTFPB

考虑摩擦系数的放大作用。图21中,惯性力对应质量与地震力对应质量比较接近,由于支座滑动框架的转动对于整个结构占比很小,对地震荷载的影响较小。

2.2 底部组合式大位移摩擦摆底层隔震韧性结构性能分析

对隔震结构的韧性分析主要包括上部结构的变形损伤、加速度敏感型的非结构构件损伤、隔震层稳定的工作性能以及隔震层的变形损伤,分别根据上部结构最大层间位移角、各层绝对加速度、隔震支座最大位移及隔震支座残余位移进行判断。

计算时选择某20层框架结构模型(图22),其平面尺寸为25 m×25 m,高度为60 m,结构自振周期为1.48 s,阻尼比为0.05。按8度2类场地设计,设计分组为第二组,设计基本地震加速度为0.15g。

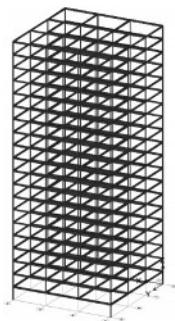


图22 某20层框架模型

Fig.22 Frame structure with 20 layers

分析时采用的摩擦系数为0.01、0.02、0.03;轨道深度取0.2 m、0.3 m,对应等效轨道半径为159 m、106 m。

根据《建筑抗震韧性评价标准》^[18],本文采用时程分析法进行建筑韧性评价,其中采用9条天然波以及2条人工波,对应地震影响系数曲线、有效持续

时间等参数满足要求。

基于隔震层运动方程式(6)、上部结构运动方程式(7),在Matlab中建立多自由度模型,对隔震结构的时程分析进行仿真。采用隔震结构的质量矩阵和刚度矩阵,以及上部结构的一阶和二阶模态频率来模拟上部结构的有效阻尼矩阵。采用经典的Runge-Kutta方法对整体隔震层进行非线性数值计算,并判断隔震层的粘滑运动。

2.2.1 主体结构层间变形损伤

对于框架结构,层间位移角小于1/550时可以认为上部结构主体结构基本完好。对层间变形敏感的非结构构件中,层间位移角小于0.002 1时填充墙、隔墙饰面、玻璃幕墙等保持完好,层间位移角小于0.005时楼梯保持完好。

图23为不同PGA的地震波下20层隔震结构最大层间位移角。在设计罕遇地震PGA=0.4g的地震下,不同参数的底面组合式大位移摩擦摆支座隔震结构层间位移角远未达到0.002,主体结构和非结构构件具有充足的安全储备。

在PGA=0.62g的极罕遇地震下,该隔震结构也能满足主体结构和非结构构件的弹性变形要求,不出现无法恢复的塑性变形,具备最高等级的隔震韧性。

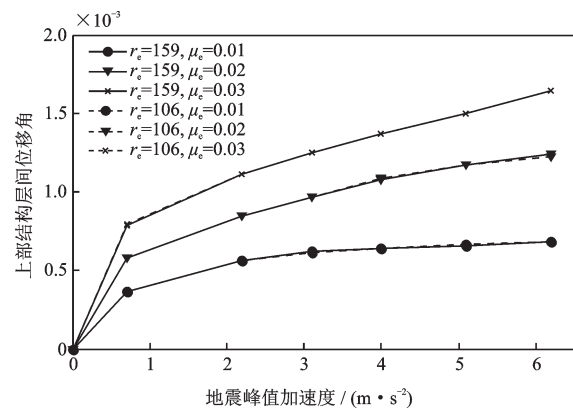


图23 20层隔震结构最大层间位移角

Fig.23 Inter story draft ratio of seismic isolated structure

图中可以看出,随地震动的增加,上部结构变形增加趋势变缓,隔震效果越明显;这是由于地震强度越大,隔震支座受摩擦阻碍越小,隔震支座的等效阻尼降低,隔震效果越好。

图中相同摩擦系数不同支座半径的隔震结构响应曲线基本重合,具有相同的隔震效果,与反应谱曲线在较大周期处趋于平稳的规律吻合。隔震

效果受摩擦系数的影响明显,支座摩擦系数为0.01时隔震效果最好。设计时从降低上部结构响应的角度,选择较小的摩擦系数更有利。

2.2.2 加速度敏感型非结构构件损伤

据统计,非结构系统的投资可以占到建筑总投资的75%~85%;而在历次震害中,非结构系统震害也占到了总震害的80%以上;同时,造成非结构系统损伤的地震强度远小于造成结构损伤的地震强度。

加速度敏感型非结构系统,主要包括设备、家具等非结构构件,其在地震作用下的破坏主要是由结构的楼面加速度反应导致的。该类非结构构件大多是独立浮放式自然搁置,是非结构系统中最不稳定的部分,在地震中易发生滑移、摇摆、倾覆等现象,造成构件损坏和功能丧失。

当上部结构各层峰值加速度小于0.5g时,常规加速度敏感型非结构构件如吊顶、管道、电梯,有锚固或隔震的各类设备均能正常工作;小于0.2g时,能够保证无锚固、无隔震的冷水机组、空气压缩机、空气处理机组等设备正常使用。

图24为不同PGA的地震波下20层隔震结构最大楼面加速度。在罕遇地震下,小摩擦系数的大位移摩擦摆支座能够充分降低上部结构的楼面加速度,各类加速度敏感型设备均能正常使用;在极罕遇地震下,对加速度最敏感的冷水机组等设备可能出现无法工作需要修复的情况,对于100~1000t的冷水机组修复工时在9~31不等。将对应某一损伤状态下的某类构件的修复费用与经济损失的比值作为修复系数,无锚固、无隔振的冷水机组修复系数约为1.02。地震下其它构件可以正常使用无需修复,结构总体修复系数很小,具备最高等级的韧性。

降低上部结构的楼面加速度与层间位移角可

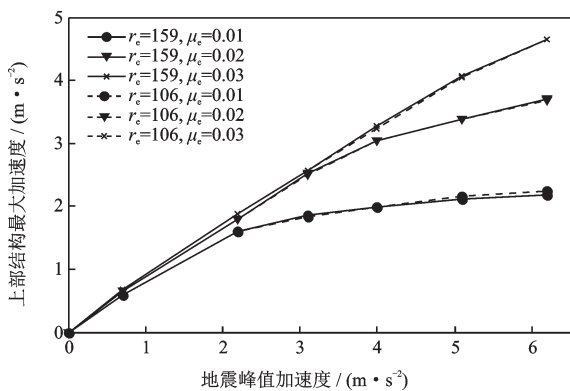


图24 20层隔震结构最大楼面加速度

Fig.24 Maximum acceleration of seismic isolated structure

以共同归纳为增加隔震效果,在设计中都可通过选择小摩擦系数的滑动面实现。在实际工程中注重要结构非结构构件的安装措施、抗震能力,能够使大位移摩擦摆隔震结构成为较完美的韧性结构。

2.2.3 隔震层性能及残余变形

隔震层的抗震韧性同样根据其在地震下是否能够正常使用以及震后是否需要修复判断。具体为地震中隔震支座力学性能的稳定、隔震支座的水平变形、隔震支座的抗倾覆能力以及震后残余位移是否需要修复。

根据式(8),系统的刚度与摩擦系数在地震中不发生变化,隔震层工作性能稳定。对于高宽比小于3的隔震结构,一般也不会出现倾覆问题。

图25~27为20层隔震结构隔震支座的最大位移、平均最大位移以及残余位移。个别罕遇地震下支座最大位移可超过1m,极罕遇地震下支座最大位移可能接近2m,仅有大位移摩擦摆支座能够具备足够的变形能力,避免了限位装置对隔震支座的损伤以及隔震效果降低。

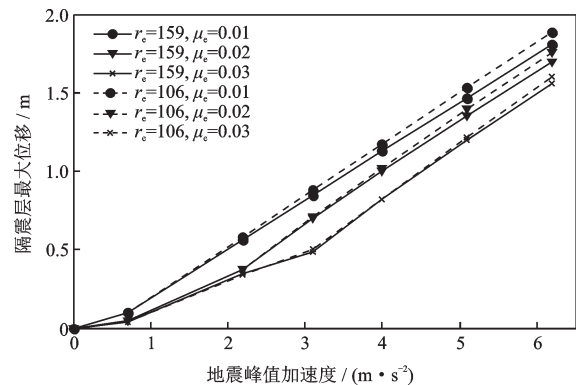


图25 20层隔震结构隔震支座最大位移

Fig.25 Maximum displacement of isolation bearing

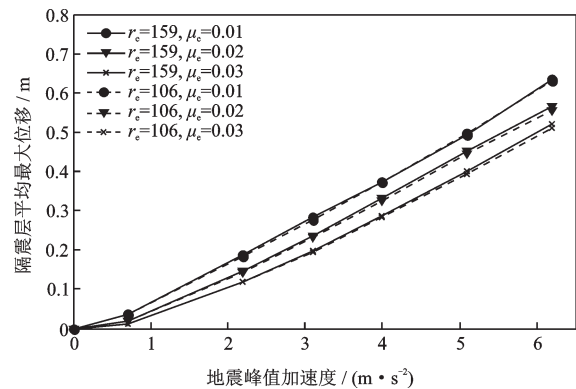


图26 20层隔震结构隔震支座平均最大位移

Fig.26 Maximum displacement of isolation bearing during 11 earthquakes

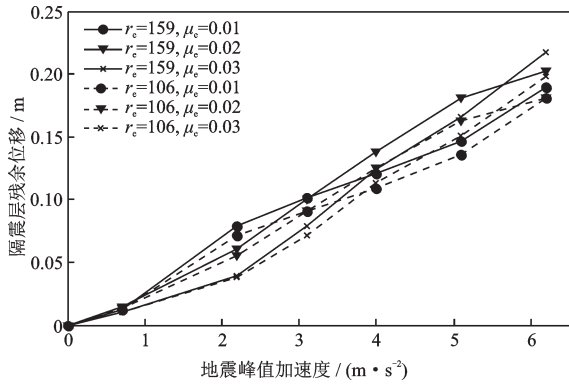


图 27 20层隔震结构隔震支座平均残余位移

Fig.27 Average residual displacement of isolation bearing during 11 earthquakes

不同地震下支座响应差异明显。图 26 中, 11 条地震动的支座峰值位移平均值约为最大值的 1/3, 以结构安全作为首要目标时宜预留充足的安全储备。

极罕遇地震下支座残余位移平均可达 0.2 m, 若将隔震支座整体设计为结构基础部分, 不考虑其它使用功能, 0.2 m 的残余位移并不影响上部结构的继续使用。对于大位移摩擦摆支座 0.2 m 的残余位移下支座各方面性能也相差不大。

大位移摩擦摆支座的残余位移随机性较大, 同时受支座半径、支座摩擦系数以及不同地震作用的影响, 从统计的角度, 平均残余位移近似平均支座最大位移的 1/3, 残余位移服从 Rayleigh 分布。

综合考虑建筑修复费用、建筑修复时间和人员损失大位移摩擦摆隔震建筑的抗震韧性等级可达三星级。

2.3 底部组合式大位移摩擦摆底层隔震韧性结构性能试验

组合式大位移摩擦摆隔震结构振动台试验所选振动台与整体式大位移摩擦摆隔震结构试验相同, 为中国地震局工程力学研究所三向振动台。实验原型结构为采用组合式大位移摩擦摆进行底层隔震的某 15 层混凝土框架结构, 其组合式大位移摩擦摆设计滑动面深度为 0.22 m, 球面半径为 78 m, 对应等效半径为 153 m, 滑动面摩擦系数为 0.03。组合式大位移摩擦摆隔震结构振动台试验设计相似系数与整体式大位移摩擦摆隔震结构试验相同。

组合式大位移摩擦摆支座如图 28 所示, 由 4 个双曲面隔震支座构成, 其中每个支座上板、下板及滑块均为纯钢材, 滑块上下表面均嵌有一层布满规

则凹陷的聚四氟乙烯涂层。每个支座上板、下板各有一个滑动面, 滑动面深度为 8.8 mm, 滑动面半径为 3.12 m, 对应组合式大位移摩擦摆等效半径为 6.12 m。组合式大位移摩擦摆总承载力可达 200 kN, 单向滑动位移可达 0.2 m, 允许转角可达 0.02 rad。每个支座平面尺寸为 0.48 m × 0.96 m, 4 个支座组合后下表面尺寸为 1.48 m × 1.96 m, 上表面尺寸为 1.46 m × 1.46 m。

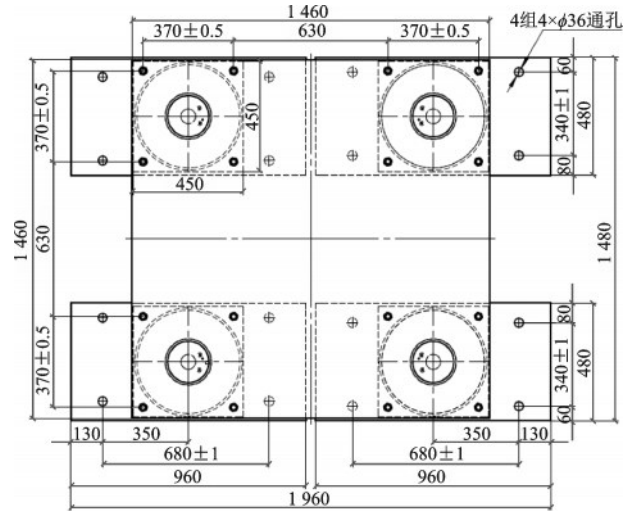


图 28 组合式大位移摩擦摆支座平面图

Fig.28 Plan of SLDTFPB

组合式大位移摩擦摆底层隔震结构试验如图 29 所示。试验采用单向地震波加载, 共布置 10 个加速度传感器及 10 个位移传感器。



图 29 组合式大位移摩擦摆底层隔震结构实验

Fig.29 Test device of model SLDTFPB

图 30 为各工况组合式大位移摩擦摆支座最大位移。黑色对应 El centro 波工况, 红色对应天津波工况, 蓝色对应 Chi-Chi 波工况。实验中组合式大位移摩擦摆支座最大位移不超过 100 mm, 各工况平均隔震层最大位移在 50 mm 左右, 与整体式大位移摩擦摆支座试验结果相差不大。每条地震动分

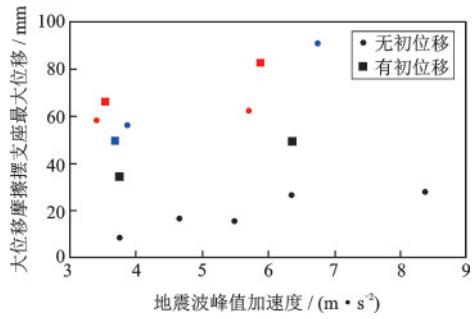


图30 组合式大位移摩擦摆支座最大位移
Fig.30 Maximum displacement of SLDTFPB

别在有无初位移的条件下各进行一次试验,得到的两个工况最大位移差与初位移大小基本相等。

图31为各工况组合式大位移摩擦摆支座的残余位移。实验中残余位移不超过45 mm,各工况平均残余位移为20 mm。对应真实足尺结构的组合式大位移摩擦摆平均残余位移约为0.5 m,最大残余位移为1.1 m。相同工况下,组合式大位移摩擦摆支座的残余位移结果约为整体式大位移摩擦摆支座试验的2/3,组合式大位移摩擦摆隔震结构的上部结构复位能力更好。组合式大位移摩擦摆支座复位问题中,除上部结构复位外仍需考虑中间滑块的复位能力。结果表明,滑块的残余位移更小,几乎不会对隔震层的安全性以及上部结构使用功能的及时恢复造成影响,其影响主要集中在同一个支座中各滑块不同的残余位移的误差对后续地震支座隔震效果的改变。

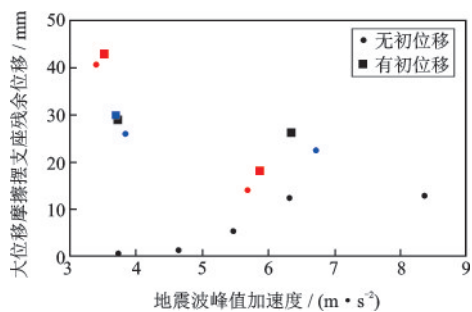


图31 组合式大位移摩擦摆支座残余位移
Fig.31 Residual displacement of SLDTFPB

图32为在组合式大位移摩擦摆支座起滑前振动台面最大加速度,仍主要集中在 $0.2\sim 0.4\text{ m/s}^2$,离散性稍大于整体式大位移摩擦摆支座。初步估计滑动面也具有较为稳定的摩擦系数,由于发生相对滑动的接触面更多,起滑荷载的不确定性更大。

图33为各工况橡胶支座最大位移,全部集中在

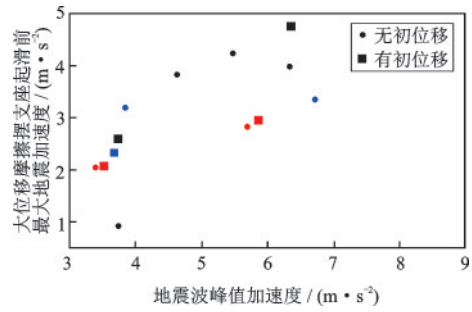


图32 组合式大位移摩擦摆支座起滑前最大地震加速度
Fig.32 Maximum horizontal acceleration of ground motion before sliding of SLDTFPB

1.6~3.2 mm。不同强度的各类地震作用下组合式大位移摩擦摆支座隔震后结构变形都很小,并且隔震效果与整体式大位移摩擦摆支座相似,两种支座都能够成为具有抗极罕遇地震需求的韧性隔震结构的隔震层。

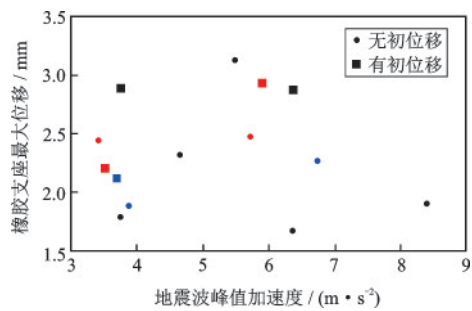


图33 组合式大位移摩擦摆支座试验橡胶支座最大位移
Fig.33 Maximum displacement of rubber bearing in test of SLDTFPB

图34为各工况钢框架最大加速度。结构经支座隔震后自身最大加速度在 $2\sim 5.5\text{ m/s}^2$,该响应明显大于整体式大位移摩擦摆支座试验时框架的最大加速度。然而,结构平时内部物体更不容易发生倾倒。

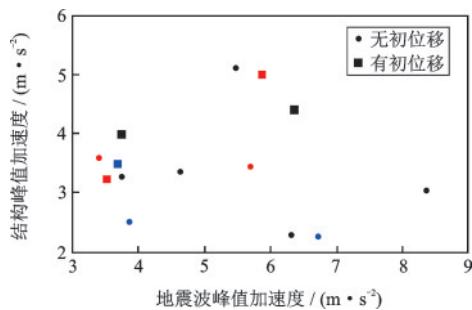


图34 组合式大位移摩擦摆支座试验钢框架最大加速度
Fig.34 Maximum acceleration of steel frame in test of SLDTFPB

3 大位移摩擦摆多层隔震韧性结构

3.1 大位移摩擦摆多层隔震韧性结构及其动力特性

大位移摩擦摆支座不仅能够适用于底层隔震技术,对于高层建筑,层间隔震形成的多层隔震能够同时增加结构前几阶周期,具有优于底层隔震措施的隔震效果。高层建筑在地震作用下两侧柱子竖向变形不能忽略,成为弯曲型或弯曲-剪切混合型结构。在地震下各层已存在倾斜的现象,并且梁柱转角受层间倾斜的差异而放大,不利于结构抗震。高层隔震技术的重要难点在隔震层的倾覆,其主要原因在于橡胶支座、摩擦摆支座均不宜受拉。

底面整体式大位移摩擦摆支座形成的多层隔震体系可以很好的解决上述两个问题。整体式大位移摩擦摆支座具备极优秀的抗倾覆能力,其突出的隔震效果在降低了上部结构响应的同时也大幅降低倾覆弯矩,并且在倾覆较大的时刻地震荷载产生的倾覆弯矩与上部结构整体倾斜产生的弯矩分配方向相反,支座柱底很难出现拉力。

图 35 显示了具有多个整体式大位移摩擦摆支座的高层隔震结构。高层建筑通过多个整体式大位移摩擦摆支座分成若干子结构,每个子结构由若干楼层组成。每个子结构都可以看作一个完整的整体大位移摩擦摆支座底层隔震结构。上部结构的倾斜从层间倾斜转化为整体倾斜,大幅降低梁柱转角。将多自由度、多振型的复杂结构简化为自由度数少、振型明显的结构形式在增加结构前几阶主

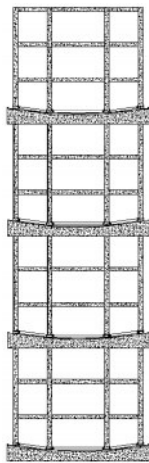


图 35 整体式大位移摩擦摆支座多层隔震体系示意图
Fig.35 Isolated structure system with multi-SLDRFPB

振型周期的基础上不仅便于分析与设计,其明确的变形形式能够确保人为控制结构的破坏路径、有针对性的加强结构的抗震能力。选择大位移摩擦摆支座作为子结构的隔震支座正是将变形主要集中在每个隔震层,并充分利用支座的变形能力,明显增加了结构的安全储备。

以两个隔震层的多层隔震体系为例,结构下半部分共 n 层,上半部分共 s 层,采用拉格朗日原理建立运动方程如下:

$$\begin{aligned} & (m_0 r_0^2 + \sum_{i=1}^n m_i r_i^2 + I_0 + \sum_{i=1}^n I_i + m_{T0} (r_n - r_{T0})^2 + \\ & \sum_{j=1}^s m_{Tj} (r_n - r_{T0}) \ddot{\theta} + \sum_{i=1}^n (m_i r_i \ddot{u}_i) + (m_{T0} (r_n - r_{T0}) + \\ & \sum_{j=1}^s m_{Tj} (r_n - r_{T0})) \ddot{u}_n + (m_{T0} r_{T0} + \sum_{j=1}^s m_{Tj} r_{Tj}) (r_n - \\ & r_{T0}) \ddot{\theta}_T + \sum_{j=1}^s m_{Tj} (r_n - r_{T0}) \ddot{u}_{Tj} + (m_0 g r_0 + \sum_{i=1}^n m_i g r_i + \\ & m_{T0} g (r_n - r_{T0}) + \sum_{j=1}^s m_{Tj} g (r_n - r_{T0})) \theta + \sum_{i=1}^n m_i g u_i + \\ & (m_{T0} g + \sum_{j=1}^s m_{Tj} g) u_n = -f_0 r_0 + f_T r_{T0} + (m_0 r_0 + \\ & \sum_{i=1}^n m_i r_i + m_{T0} (r_n - r_{T0}) + \sum_{j=1}^s m_{Tj} (r_n - r_{T0})) \ddot{x}_g \end{aligned} \quad (12)$$

$$\begin{aligned} & m_i r_i \ddot{\theta} + m_i \ddot{u}_i + m_i g \theta - k_i u_{i-1} + (k_i + k_{i+1}) u_i - \\ & k_{i+1} u_{i+1} = m_i \ddot{x}_g \end{aligned} \quad (13)$$

$$\begin{aligned} & (m_n r_n + m_{T0} (r_n - r_{T0}) + \sum_{j=1}^s m_{Tj} (r_n - r_{T0})) \ddot{\theta} + \\ & (m_n + m_{T0} + \sum_{j=1}^s m_{Tj}) \ddot{u}_n + (m_{T0} r_{T0} + \sum_{j=1}^s m_{Tj} r_{Tj}) \ddot{\theta}_T + \\ & \sum_{j=1}^s m_{Tj} \ddot{u}_{Tj} + (m_n g + m_{T0} g + \sum_{j=1}^s m_{Tj} g) \theta - k_n u_{n-1} + \\ & k_n u_n = (m_n + m_{T0} + \sum_{j=1}^s m_{Tj}) \ddot{x}_g \end{aligned} \quad (14)$$

$$\begin{aligned} & (m_{T0} r_{T0} + \sum_{j=1}^s m_{Tj} r_{Tj}) (r_n - r_{T0}) \ddot{\theta} + (m_{T0} r_{T0} + \\ & \sum_{j=1}^s m_{Tj} r_{Tj}) \ddot{u}_n + (m_{T0} r_{T0}^2 + \sum_{j=1}^s m_{Tj} r_{Tj}^2 + I_{T0} + \\ & \sum_{j=1}^s I_{Tj}) \ddot{\theta}_T + \sum_{j=1}^s m_{Tj} r_{Tj} \ddot{u}_{Tj} + (m_{T0} g r_{T0} + \\ & \sum_{j=1}^s m_{Tj} g r_{Tj}) \theta_T + \sum_{j=1}^s m_{Tj} g u_{Tj} = -f_T r_{T0} + \\ & (m_{T0} r_{T0} + \sum_{j=1}^s m_{Tj} r_{Tj}) \ddot{x}_g \end{aligned} \quad (15)$$

$$\begin{aligned}
& m_{T_j}(r_n - r_{T_0})\ddot{\theta} + m_{T_j}\ddot{u}_n + m_{T_j}r_{T_j}\ddot{\theta}_T + m_{T_j}\ddot{u}_{T_j} + \\
& m_{T_j}g\theta_T - k_{T_j}u_{T_j-1} + (k_{T_j} + k_{T_j+1})u_{T_j} - \\
& k_{T_j+1}u_{T_j+1} = m_{T_j}\ddot{x}_g
\end{aligned} \quad (16)$$

式中, m_{T_j} 为中部隔震支座以上结构的第 j 层质量; r_{T_j} 为中部隔震支座以上结构的第 j 层质心运动半径; u_{T_j} 为中部隔震支座以上结构的第 j 层相对中部摩擦摆支座滑块整体的相对位移; f_T 为中部摩擦摆支座滑动面摩擦力; θ_T 为中部摩擦摆支座滑块整体与竖向间夹角。

3.2 大位移摩擦摆多层隔震韧性结构性能分析

便于统一设计和加工, 可选择相同参数的整体式大位移摩擦摆支座并间隔相同层数布置。以 20 层框架结构为例, 设计整体式大位移摩擦摆支座滑动面半径为 173 m, 分别布置于第 1 层下及第 11 层下, 滑动面摩擦系数为 0.01, 并比较框架结构在地震作用下的层间位移、每个隔震层的变形以及每个隔震层支座反力情况。假设结构竖向荷载完全由边柱承担, 通过支座是否出现拉力能够判断结构是否有倾覆风险。为便于对比, 时程分析中所选地震动与 2.2 节相同。经计算, 该多层隔震结构的自振频率为 0.21 Hz。

图 36 为 7 条地震波主体框架的最大层间位移响应平均值, 其中由于多层隔震结构的第 10 层上部设置隔震层, 层间位移取为零。从图中可看出, 整体式大位移摩擦摆多层隔震体系对结构上半部分具有明显的隔震效果, 结构下半部分的隔震效果与底层隔震体系相差不大, 相当于上半部分结构所受的地震荷载经过了两次隔震层过滤。此外, 在滑动面摩擦系数较大时, 多层隔震体系仍能保持较好的隔震效果, 有利于实际工程应用。

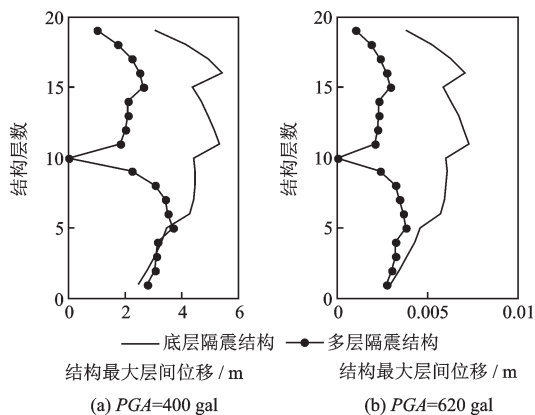


图 36 主体结构的最大层间位移
Fig.36 Inter story drift of main structure

图 37 为 Chi-Chi 波地震作用下底层隔震结构与多层隔震结构的底部隔震支座位移时程曲线。在相同地震作用下, 两种隔震体系的结构底部隔震支座运动相差不大, 没有明显的对下部隔震层变形的放大或缩小, 因此对下半部分结构的隔震效果影响不大。图 38 为 Chi-Chi 波地震作用下多层隔震结构的上、下两个隔震层位移时程曲线。若将每两个隔震层间的主体结构与其下部隔震层共同看作一个整体, 其响应由一个自由度表示, 则图中可视为一个 2 自由度系统在地震下的位移响应, 两个自由度运动方向相同代表了系统会按第一振型振动。

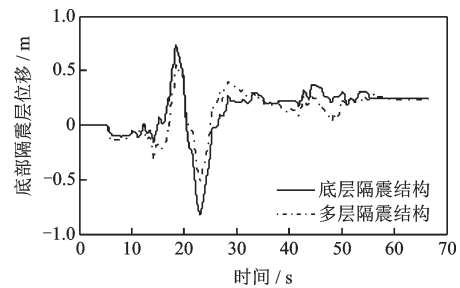


图 37 底层隔震结构与多层隔震结构的底部隔震支座位移
Fig.37 Displacement of bottom isolation bearing in base isolated structure and isolated structure with multi-SLDRFPB

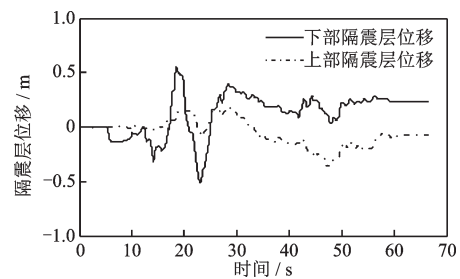


图 38 多层隔震结构隔震支座位移
Fig.38 Displacement of isolation bearing in seismic isolation system with multi-SLDRFPB

图 39 为 Chi-Chi 波下无量纲化的底层隔震结构与多层减隔震结构的底部隔震支座反力时程曲线, 为地震中支反力与无地震的静力作用下支反力的比值。当无量纲化的支反力小于 0 时, 支反力会出现拉力, 并出现结构整体倾覆。由图可知, 多层隔震结构体系的底部支反力变化小于底层隔震结构, 能够大幅降低隔震结构整体倾覆的风险, 是一种适用于高层结构的隔震结构体系。图 40 为 Chi-Chi 波下无量纲化的多层减隔震结构的上、下部隔震支座反力时程曲线。在支座滑动过程中, 上、下隔震层

支座反力的变化相差不大,原本的20层隔震结构的抗倾覆问题被近似转化为两个10层隔震结构的抗倾覆问题,更容易实现高层隔震结构的抗倾覆安全。

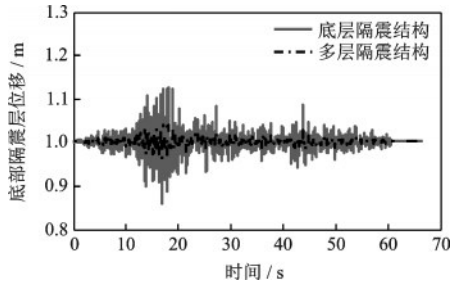


图39 底层隔震结构与多层隔震结构的底部隔震支座反力
Fig.39 Bearing reaction of bottom isolation bearing in base isolated structure and isolated structure with multi-SLDRFPB

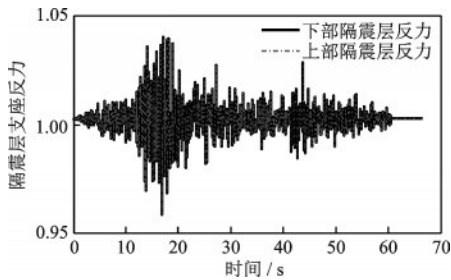


图40 多层减隔震结构隔震支座反力
Fig.40 Bearing reaction of isolation bearing in seismic isolation system with multi-SLDRFPB

3.3 大位移摩擦摆多层隔震韧性结构性能试验

如图41所示为整体式大位移摩擦摆双层隔震结构振动台试验示意及实物图。本实验在中国地震局工程力学研究所实验室进行。实验原结构为8度设防的30层框架建筑,层高为3.6 m,对应结构尺寸为25 m×25 m×108 m,总质量达25 640 t,结构总周期为2.5 s。在结构底部以及15层顶部分别设置一个整体式大位移摩擦摆支座,形成双层隔震体系。每个整体式大位移摩擦摆支座的设计球面深度为1 m,球面半径为157 m,设计摩擦系数为0.03,与前文实验装置相同。底部、结构中部分摩擦摆支座等效半径分别为113 m、132 m。

本实验采用的整体式大位移摩擦摆支座滑动面半径均为6 m,上下两个支座的等效半径分别为4.42 m和5.07 m,满足实验要求。实验采用单向地震波加载。地震波工况分别为El centro波、天津波、Chi-Chi波,峰值加速度分别按0.4g和0.62g加

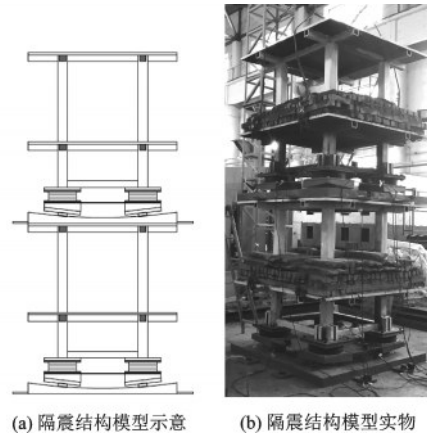


图41 整体式大位移摩擦摆双层隔震结构振动台试验
Fig.41 Shake table test of isolated structure with double SLDRFPBs

载。每个工况各加载两次,第二次加载后将两个大位移摩擦摆支座复位到平衡位置。实验共采用12个加速度传感器及10个拉线位移传感器。

在地震工况中,大位移摩擦摆支座开始发生滑动,其中中部大位移摩擦摆支座通常比底部支座先发生滑动,滑动的时间也 longer。在二者同时滑动时,能明显观察到上下结构整体滑动方向保持一致,呈第一振型,如图42所示;当仅有中部摩擦摆支座滑动时,下部结构的橡胶支座变形明显,并且下部结构晃动频率明显高于上部结构随摩擦摆支座滑动的频率。中部大位移摩擦摆支座更容易滑动的原因之一为下部支座的滑动面所受正压力较大,造成润滑剂被挤出;由于下部钢框架结构顶层位移大于振动台台面位移,上下框架结构间的相对变形比下部框架和振动台间的相对变形更容易发生。



图42 两个大位移摩擦摆支座共同滑动呈第一振型
Fig.42 Vibration shape of two SLDRFPBs as first mode

中部大位移摩擦摆支座虽然相对滑动更明显,上部结构的倾斜更易被观察到,但其上的框架结构绝对位移不大,结构自身没有明显倾覆趋势。此外地震工况下几乎观察不到上部结构水平方向的偏转,且其复位情况也较好。下部结构在底部支座滑动面上滑动程度较低,更不易观察到结构在滑动面上的水平扭转。

图 43 为各工况下两个整体式大位移摩擦摆支座的最大位移,其中黑色点为 El centro 波工况,红色点为天津波工况,蓝色点为 Chi-Chi 波工况。罕遇及极罕遇地震工况下,整体式大位移摩擦摆支座最大位移不超过 120 mm,各工况间隔震层最大位移不确定性很大,难以准确估计随机地震下支座的位移响应。是否具有初位移、不同位置隔震层的最大位移响应没有表现出明显的统计差异。

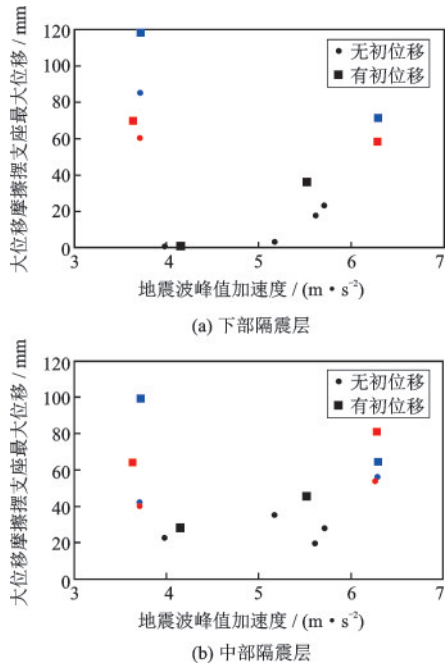


图 43 整体式大位移摩擦摆支座最大位移
Fig.43 Maximum displacement of SLDRFPBs

图 44 为各工况中、下两个整体式大位移摩擦摆支座的残余位移,最大可达 100 mm,且各工况间隔震层的残余位移相差很大。总的来看,罕遇或极罕遇地震下支座残余位移容易达到 40 mm,对应足尺结构隔震层残余位移为 1 m;多次地震作用下残余位移的累加为亚线性,复位能力没有恶化。此外,位于下部的整体式大位移摩擦摆支座平均残余位移更大,下部隔震层更需要额外的复位能力或承受支座残余变形的能力。

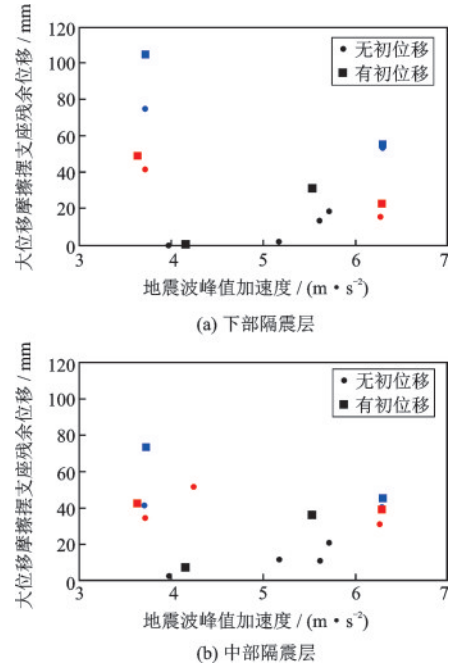


图 44 整体式大位移摩擦摆支座残余位移
Fig.44 Residual displacement of SLDRFPBs

图 45 为各工况的中、下两个大位移摩擦摆支座滑动持续时长。地震激励越大,支座越容易滑动,有无支座初位移对支座是否更容易滑动影响不大,位于结构中部的大位移摩擦摆支座更易滑动。

图 46 中,各工况下橡胶支座的最大位移均不超过 5 mm,从统计意义上表明了整体式大位移摩擦摆支座双层结构体系的隔震效果,其中上部结构对

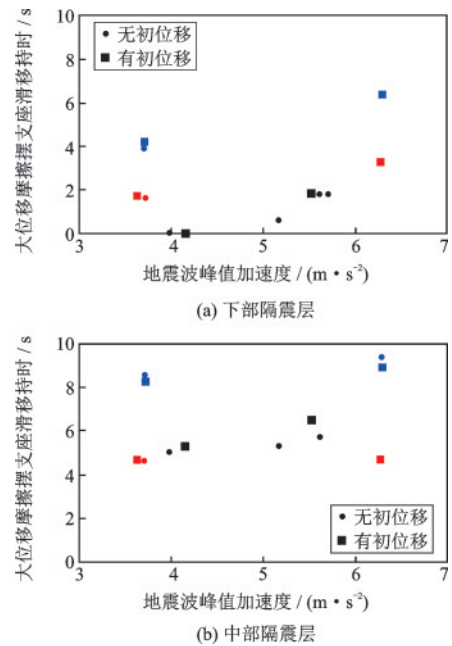


图 45 整体式大位移摩擦摆支座滑动持续时长
Fig.45 Duration of sliding of SLDRFPBs

应的橡胶支座位移略小,该双层结构体系对上半部分结构的隔震效果更好。

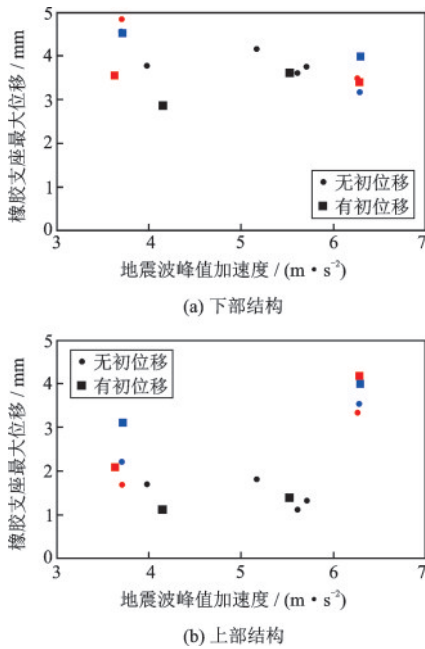


图 46 多层隔震结构试验橡胶支座最大位移

Fig.46 Maximum displacement of rubber bearings in test of isolated structure with multi-isolation layer

图 47 为各工况下钢框架的最大加速度。结构经支座隔震后自身最大加速度在 $0.15\sim 0.3\text{ m/s}^2$,其晃动程度一般不会造成结构内部人员及装置的倾倒。上部结构的峰值加速度小于下部结构,加速度

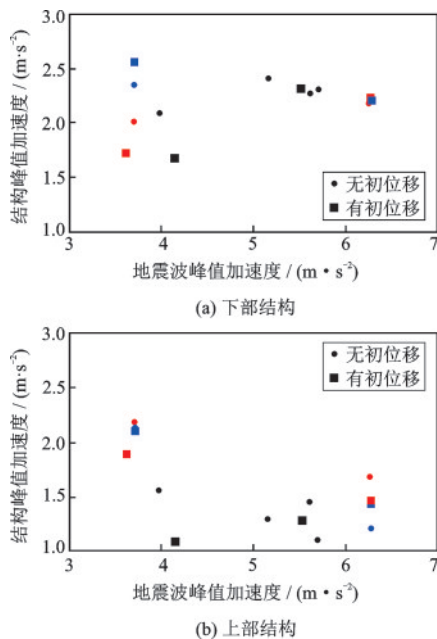


图 47 多层隔震结构试验钢框架最大加速度

Fig.47 Maximum acceleration of steel frames in test of isolated structure with multi-isolation layer

敏感型非结构构件如吊顶、管道、电梯,有锚固或隔震的各类设备均能正常工作。

4 结 论

本文介绍了底部整体式大位移摩擦摆、组合式大位移摩擦摆底层、多层隔震结构的概念与构造,重点研究了隔震结构的力学性能及隔震韧性,得到以下结论:

(1)本文提出的整体式大位移摩擦摆隔震结构体系具有超长隔震周期、超大支座位移的特点,等效周期的范围通常可达 $10\sim 40\text{ s}$,支座可滑动位移超过 3 m ,对上部结构的隔震效果以及隔震层自身位移能力能够满足极罕遇地震下的隔震韧性需求。整体式大位移摩擦摆隔震结构对应隔震周期的等效半径通常小于滑动面的半径,对应摩擦力作用的等效摩擦系数略大于滑动面的摩擦系数。在极罕遇地震下隔震上部结构仍能保持弹性;隔震层实际最大地震位移远超普通摩擦摆支座的极限位移,但仍未达到整体式大位移摩擦摆支座的极限位移;震后隔震层的残余位移不影响建筑正常使用;上部结构的转动倾角很小,不影响结构的抗倾覆能力。经振动台试验验证,整体式大位移摩擦摆隔震结构在极罕遇地震下仍具备足够的隔震韧性。

(2)本文提出的组合式大位移摩擦摆支座将一个整层分割为若干滑动面,一榀或几榀单层框架作为滑块,通过多组上下两个曲面形成隔震层,在满足隔震层有充足位移能力的同时实现上部结构平动。隔震结构等效半径略小于上部结构实际的运动半径,等效摩擦系数略大于滑动面摩擦系数,等效地震作用略大于实际地震作用。在极罕遇地震中,主体结构层间位移角小于 $1/1000$,楼面加速度小于 2.5 m/s^2 ,具有很好的隔震效果;隔震层实际最大地震位移接近 2 m ,仍在整体式大位移摩擦摆隔震支座的允许位移范围内;震后摩擦摆残余位移为 0.2 m 、不影响上部结构的继续使用;震后有残余位移的隔震层仍保持原隔震层基本相同的隔震效果。组合式大位移摩擦摆隔震结构具备最高等级的隔震韧性。振动台试验结果同样表明组合式大位移摩擦摆隔震结构具备抗极罕遇地震的能力。

(3)本文提出的多隔震层隔震结构体系能够同时大幅延长结构前几阶的模态周期,隔震结构的地震位移主要集中在各个隔震层,从而有效保护分块

隔离的主体结构。多隔震层隔震结构前几阶隔震周期均大于9 s,隔震效果显著。整体式大位移摩擦摆多层隔震结构体系中,地震作用产生的倾覆弯矩与上部结构整体倾斜产生的弯矩分配方向相反,结构更不易发生倾覆。在双层隔震结构的抗极罕遇地震性能分析中,结构层间位移角和支座反力变化相比底层隔震大幅降低近,隔震层位移相差不大,在提高隔震效果的同时还增强了多隔震层高层结构的抗倾覆能力。根据整体式和组合式大位移摩擦摆双隔震层结构振动台试验结果,结构的整体变形呈第一振型;极罕遇地震工况下,上部结构保持弹性,并无倾覆风险。该结构具备整体隔震韧性。

参考文献:

- [1] Holling C S. Resilience and stability of ecological systems[J]. Annual Review of Ecology and Systematics, 1973, 4:1-23.
- [2] Lance H G, Lowel L P. Resilience and the behavior of large-scale systems [M]. Washington DC: Island Press, 2002: 3-20.
- [3] 周颖,吕西林. 摇摆结构及自复位结构研究综述[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(9):1-10.
Zhou Y, Lyu X L. State-of-the-art on rocking and self-centering structures[J]. Journal of Building Structures, 2011, 32(9):1-10. (in Chinese)
- [4] Wang J L, Ding S Q, Han B G, et al. Self-healing properties of reactive powder concrete with nanofillers [J]. Smart Materials and Structures, 2018, 27(11): 115033.
- [5] Meng J, Zhong J, Xiao H G, et al. Enhancement of strength and ductility of cement-based composites by incorporating silica nanoparticle coated polyvinylalcohol fibers[J]. AIP Advances, 2019, 9(6): 065108.
- [6] Chang S E, Shinozuka M. Measuring improvements in the disaster resilience of communities [J]. Earthquake Spectra, 2004, 20(3): 739-755.
- [7] Gian P C, Andrei M R, Michel B. Framework for analytical quantification of disaster resilience [J]. Engineering Structures, 2010, 32(11): 3639-3649.
- [8] 吕西林,陈云,毛苑君. 结构抗震设计的新概念——可恢复功能结构[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2011, 39(7):941-948.
Lyu X L, Chen Y, Mao Y J. New concept of structural seismic design: earthquake resilient structures[J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2011, 39(7):941-948. (in Chinese)
- [9] Filiatrault A, Sullivan T. Performance-based seismic design of nonstructural building components: The next frontier of earthquake engineering[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2014, 13(S1): 17-46.
- [10] 卢啸. 钢筋混凝土框架核心筒结构地震韧性评价[J]. 建筑结构学报, 2021, 42(5):55-63.
Lu X. Seismic resilience evaluation of a reinforced concrete frame core tube structure [J]. Journal of Building Structures, 2021, 42(5):55-63. (in Chinese)
- [11] API. API 2A Ed. 21 Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms-working stress design[S]. USA: API, 2007.
- [12] Myrtle R C, Masri S F, Nigbor R L, et al. Classification and prioritization of essential systems in hospitals under extreme events [J]. Earthquake Spectra, 2005, 21(3): 779-802.
- [13] 尚庆学,李吉超,王涛. 医疗系统抗震韧性评估指标体系[J]. 工程力学, 2019, 36(增1):106-110.
Shang Q X, Li J Ch, W T. Indicators system used in seismic resilience assessment of hospital system[J]. Engineering Mechanics, 2019, 36(Sup1): 106-110. (in Chinese)
- [14] 武沛松,王建,欧进萍. 隔震建筑抗极罕遇地震能力与主要破坏模式分析[J]. 防灾减灾工程学报, 2020, 40(3):317-325.
Wu P S, W J, Ou J P. Research and design of main failure modes of seismically isolated structure subjected to very-rare earthquakes [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2020, 40(3):317-325. (in Chinese)
- [15] 武沛松. 隔震建筑抗超大震性能分析与设计[D]. 哈尔滨:哈尔滨工业大学, 2015.
Wu P S. Research and design on seismic performance of high-rise isolation structure in very-rare earthquake [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2015. (in Chinese)
- [16] Zayas V, Low S, Bozzo L, et al. Feasibility and performance studies on improving the earthquake resistance of new and existing buildings using the friction pendulum system[R]. Berkeley: University of California, 1989.
- [17] Zayas V, Low S, Mahin S. A simple pendulum technique for achieving seismic isolation [J]. Earthquake Spectra, 1990, 6: 317-333.
- [18] 建筑抗震韧性评价标准: GB/T38591—2020[S]. 北京:中国标准出版社, 2020.
Standard for seismic resilience assessment of buildings: GB/T 38591—2020 [S]. Beijing: Standards Press of China, 2020. (in Chinese)

(本文责编:赵霞)