

三水准地震下隔震结构提离摇摆界限谱模型研究 及试验验证

杨杰¹, 任逸飞², 何文福², 许浩²

(1. 上海核工程研究设计院有限公司, 上海 200233; 2. 上海大学土木工程系, 上海 200444)

摘要: 准确评价隔震结构的摇摆响应状态是判断地震作用下隔震支座是否稳定以及结构是否安全的重要基础。根据支座的的不同受力变形状态, 提出隔震结构的摇摆界限状态, 即未提离、提离和摇摆状态, 并提出了基于刚体摇摆模型的状态判别方法。通过地震时程分析, 讨论了高宽比 AR 、竖向屈重比 α_v 、水平屈重比 α_h 、竖向周期 T_v 、水平周期 T_h 、系统阻尼比 η 等参数对隔震结构摇摆响应的影响, 得到了隔震结构未提离、提离、摇摆的界限谱以及各参数对界限谱的影响规律, 并通过两个振动台试验进行验证。分析结果表明, 摇摆响应随 α_v 、 T_h 、 η 的增加而减小, 随 AR 、 T_v 增加而增大, 其中 T_v 、 T_h 对摇摆响应的影响最大, 控制摇摆响应最关键的措施是增加 T_h 、减小 T_v 。

关键词: 隔震结构; 规范反应谱; 提离摇摆界限谱; 振动台试验

中图分类号: TU352.12 **文献标志码:** A **文章编号:** 1004-4523(2024)01-0126-11

DOI: 10.16385/j.cnki.issn.1004-4523.2024.01.013

引言

3·11 日本地震和 4·14 熊本地震获得的高层和超高层隔震结构的强震记录^[1-2]表明, 隔震技术应用于高层和超高层结构时, 可以得到较好的隔震效果。中国四川省、江苏省、云南省也先后建成了高度在 50 m 以上的高层隔震建筑^[3-5]。何文福等^[6]建立了考虑隔震层水平、竖向力学性能耦合的高层隔震结构提离摇摆模型, 分析了隔震层刚度中心偏心对结构摇摆响应的影响; 武大洋等^[7]发现传统隔震设计中考虑了结构层间位移角限值, 但未考虑结构整体摇摆角的限值; 崔浩然等^[8]提出实际工程中需要附加构造措施, 以保证摇摆墙结构具有可靠的摇摆滑移性能。结构摇摆对建筑物的安全和稳定的影响不容忽视, 因此很有必要开展结构摇摆的研究。

针对隔震层上部结构参数以及参数变化对结构摇摆状态的影响, 国内外学者开展了一系列研究。在数值计算方面, Makris 等^[9]通过建立结构摇摆力学模型, 分析矩形刚体与地面硬接触情况下的倾覆状态, 对比了解析解, 数值解(线性、非线性)得到的摇摆谱的差异; Dimitrakopoulos 等^[10]在前者的基础上进一步分析了摇摆结构碰撞前后角速度比、系统阻尼比、竖向屈重比等参数对摇摆谱的影响。在高

层隔震结构减震效果研究方面, Gazetas 等^[11]发现上部结构发生轻微摇摆有利于降低结构加速度响应; 叶烈伟等^[12]采用大型通用软件 ABAQUS 对某拟建高层建筑进行了隔震动力时程分析, 发现支座采用提离模型时, 能很好地解决支座受拉问题; 张育智^[13]将铅芯橡胶支座及液体黏滞阻尼器与摇摆自复位高墩进行组合形成了两种不同的隔震体系, 发现摇摆自复位高墩能在不同的场地类型下提高结构的隔震性能; 张文津等^[14]对消能摇摆钢框架结构抗震性能的影响因素进行分析; Lu 等^[15]采用 OpenSees 平台对土-结构相互作用模型进行模拟, 发现适当削弱地基强度, 可增强上部结构的摇摆性能, 有利于减小结构的地震响应; 王国波等^[16]进行了考虑基础提离的摇摆框架结构地震响应振动台试验研究, 发现脉冲型地震波引起的提离量最大, 摇摆框架结构对场地土地震响应的影响更显著。Yim 等^[17]研究刚性块在刚性地基和柔性地基上的提离摇摆响应, 得到刚性块的稳定性与激励的频率、幅值之间的关系。在高层隔震结构高宽比限值设计方法方面, 刘文光^[18]提出了适用于大高宽比结构的三质点计算模型; 付伟庆等^[19]进行了高宽比为 5 的隔震结构模型双向地震输入振动台试验, 发现支座发生了拉伸屈服, 结构存在倾覆的可能; 何文福等^[20]对高宽比为 2.5 和 5 的隔震结构进行振动台试验, 发现大高宽比隔震结构

收稿日期: 2022-02-18; **修订日期:** 2022-06-17

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(52078287, 52108461); 广西重点研发计划资助项目(桂科 AB19259011); 柳州市科技计划资助项目(2020GBCA0403)。

更易产生摇摆。在浮放结构摇摆响应研究方面,郭恩栋等^[21]使用经典刚体摇摆理论分析浮放设备在地震作用下的摆动特性;周乾等^[22]将文物简化为方形刚体,并使用 Simulink 仿真分析了其摇摆响应时程;陈科等^[23]通过振动台试验发现浮放结构的摇摆响应特性与结构的高宽比和质量高度相关。Kavvadias 等^[24]以博物馆建筑中的文物保护为背景,研究放置在楼层板上的刚性体文物的摇摆地震响应,得到了结构参数与摇摆谱的关系。

针对结构的摇摆反应谱,当前的研究进展仅针对浮放结构,研究对比了摇摆解析解与数值解的差异,讨论了有限的结构参数对浮放结构摇摆响应的影响,并提出了相应的控制摇摆方案。目前还未见隔震结构的摇摆响应谱相关研究。

本文拟建立隔震结构的刚体摇摆分析模型,通过地震时程分析,讨论高层结构的摇摆状态,并基于隔震支座的拉伸变形评价结构的安全状态,为结构的隔震设计和参数优选提供参考。

1 隔震结构理论模型

本文建立的隔震结构刚体摇摆模型如图 1 所示。图 1 中上部结构刚度远大于隔震层刚度,可将上部结构假定为刚体,上部结构质量中心与几何中心重合,宽度为 $2b$ 、高度为 $2h$ 、质量为 m 、转动惯量为 J 。隔震层均匀分布成 w 排 n 列,图中每排支座的刚度由 n 个支座组合而成, k_{vi} 为第 i 排支座的组合的竖向刚度, k_{hi} 为第 i 排支座组合的水平刚度, $i=1, 2, \dots, w$ 。

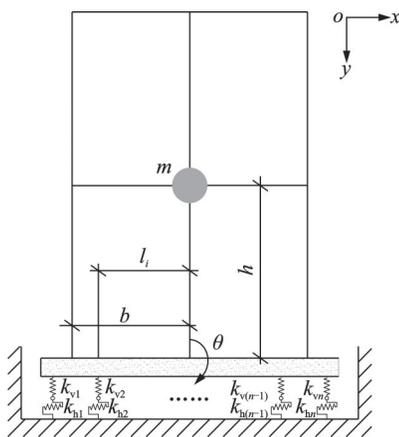


图 1 隔震结构计算模型

Fig. 1 Calculation model of structure with isolation layer

进一步将隔震层简化为两组非线性弹簧单元,如图 2 所示,以初始转动中心为界分别将左右侧的支座聚合,实现水平刚度和竖向刚度等效。

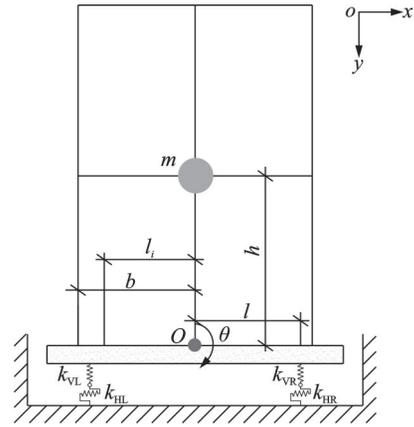


图 2 隔震结构简化计算模型

Fig. 2 Simplified calculation model of structure with isolation layer

简化双支座隔震层水平、竖向、旋转刚度均与原结构隔震层性能等效,通过隔震层摇摆角得到原结构边缘支座竖向变形,继而判断支座的拉压性能状态。为保证隔震层摇摆刚度同样等效,简化后的聚合支座单元距初始转动中心的水平距离 l 为:

$$l = \frac{\sum_{i=1}^n k_{vi} \cdot l_i}{k_{VL} + k_{VR}} \quad (1)$$

式中 k_{vi} 为第 i 排支座组合的竖向刚度; l_i 为第 i 排支座距质心的距离。 O 为隔震层中点,分析时作为上部结构转动中心,仅考虑结构体系在平面内的水平-竖向平动和转动,结构体系的运动方程为:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{u}_g \quad (2)$$

式中 M, C, K 分别表示上部结构的质量矩阵、阻尼矩阵、刚度矩阵; \ddot{u}_g 为地面加速度; \ddot{u}, \dot{u} 和 u 分别为上部结构的转动中心相对于地面的加速度、速度和位移:

$$\ddot{u}_g = \begin{Bmatrix} -\ddot{x}_g \\ g \\ 0 \end{Bmatrix}, \ddot{u} = \begin{Bmatrix} \ddot{x} \\ \ddot{y} \\ \ddot{\theta} \end{Bmatrix}, \dot{u} = \begin{Bmatrix} \dot{x} \\ \dot{y} \\ \dot{\theta} \end{Bmatrix},$$

$$u = \begin{Bmatrix} x \\ y \\ \theta \end{Bmatrix}, M = \begin{bmatrix} m & 0 & mh \\ 0 & m & 0 \\ mh & 0 & J \end{bmatrix},$$

$$K = \begin{bmatrix} k_{HL} + k_{HR} & & \\ & k_{VL} + k_{VR} & (-k_{VL} + k_{VR})b \\ & (-k_{VL} + k_{VR})b & (k_{VL} + k_{VR})b^2 \end{bmatrix},$$

$$a_0 = \frac{2\eta(\omega_1 \cdot \omega_2)}{\omega_1 + \omega_2}, a_1 = \frac{2\eta}{\omega_1 + \omega_2},$$

$$C = a_0 \cdot M + a_1 \cdot K,$$

转动中心 O 的水平位移、竖向位移和转角分别为 x, y 和 θ ; 转动中心 O 的水平速度、竖向速度和角速度分别为 \dot{x}, \dot{y} 和 $\dot{\theta}$; 转动中心 O 的水平加速度、竖向加速度和角加速度分别为 \ddot{x}, \ddot{y} 和 $\ddot{\theta}$; \ddot{x}_g 和 g 分别为

水平外加激励和重力加速度; ω_1, ω_2 表示结构体系的前两阶频率; η 表示阻尼比。

为讨论不同的场地类型对结构摇摆的影响, 考虑场地类型为 I, II, III, IV^[25], 地震分组第二组, 地震影响系数最大值 α_{\max} 从 0.05 到 1.50 逐级递增, 阻尼比为 5%。以 $\alpha_{\max}=1.2$ 为例, 不同场地类型的地震影响系数曲线如图 3 所示。

采用规范反应谱拟合得到的人工地震波作为外加荷载激励 \ddot{x}_g , 隔震结构动力学模型如图 4 所示。

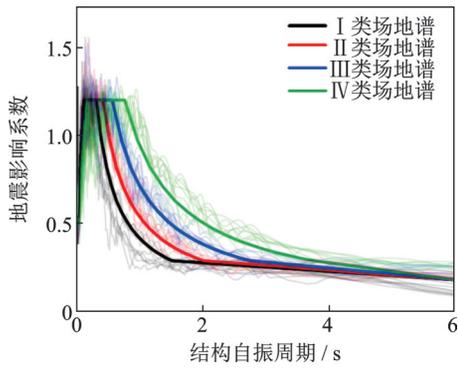


图 3 地震影响系数反应谱

Fig. 3 Seismic impact coefficient response spectrum

图 4 中 O_m 为上部结构质心, 质心到上部结构角点的距离为 $R=(b^2+h^2)^{1/2}$; O 为上部结构初始转动中心, O' 为偏心后的转动中心, 偏心距为 e 。图 4(a) 为摇摆提高分析模型, 虚线框为结构初始位置, 受重力作用后下移至实线框位置; 图 4(b) 为刚度中心未偏心时的结构摇摆状态; 图 4(c) 为刚度中心偏心时的结构摇摆状态, 当摇摆响应过大使得一侧支座的拉伸高度大于图 4(a) 中的压缩距离 Δh_i 时, 由于左右竖向刚度不等在转动过程中转动中心会发生偏移, 偏心距 e 可由支座竖向刚度求得, 如下式所示:

$$e = b \cdot \frac{k_{VL} - k_{VR}}{k_{VL} + k_{VR}} \quad (3)$$

式中 $e > 0$ 表示向左偏心; $e < 0$ 表示向右偏心。

此时, 式(2)中的刚度矩阵改写为下式:

$$K = \begin{bmatrix} k_{HL} + k_{HR} & & & \\ & k_{VL} + k_{VR} & & k_{23} \\ & -k_{VL}(b+e) + k_{VR}(b-e) & & k_{33} \end{bmatrix} \quad (4)$$

式中 $k_{23} = -k_{VL}(b+e) + k_{VR}(b-e)$, $k_{33} = k_{VL}(b+e)^2 + k_{VR}(b-e)^2$ 。

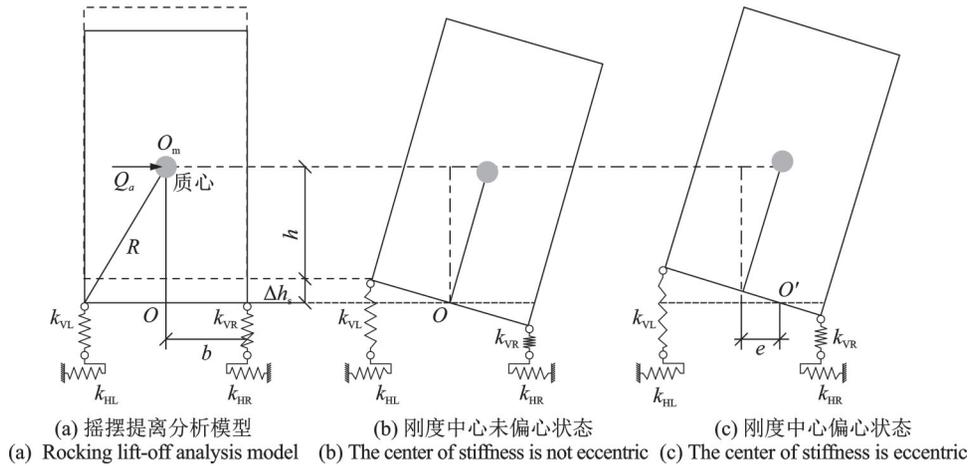


图 4 隔震结构动力学模型

Fig. 4 Dynamic model of isolation structure

Bouc-Wen 是一种用于描述单元滞回性能的力学模型, 如图 5 所示。模型由 4 个参数决定, 分别为 Q_d (屈服力)、 β (结构非线性与线性刚度之比)、 ϵ (滞回圈形状系数)、 k_0 (初始刚度)。

图 5 中 1 和 2 为线性弹簧, 3 为 Coulomb 摩擦块。 F_1 和 F_2 分别为 Bouc-Wen 力学模型中的弹性部分和理想弹塑性部分出力。 d 为总位移, d_1 为理想弹塑性部分中的弹性位移, d_2 为理想弹塑性部分中的塑性位移。动力学迭代方程如下式所示:

$$F_i = \beta k_0 d_i - (1 - \beta) Q_d d_{2,i} \quad (5a)$$

$$d_{2,i} = d_{2,i}^0 + \frac{k_0}{Q_d} \begin{cases} \Delta d_i (1 - |d_{2,i}|^\epsilon), & \Delta d_i \cdot d_{2,i} > 0 \\ \Delta d_i, & \Delta d_i \cdot d_{2,i} \leq 0 \end{cases} \quad (5b)$$

式中 $F_i, d_i, \Delta d_i, d_{2,i}$ 分别为当前时间步的总出力、总位移量、总位移增量、滞回位移量; $d_{2,i}^0$ 为上一时间步的滞回位移量。

隔震支座的本构关系如图 6 所示。图 6(a) 表示隔震支座水平方向的力-位移关系, k_0 为隔震支座的初始水平刚度, K_{hd} 为屈服后水平刚度, K_e 为等效水平刚度, Q_d 为水平屈服力。图 6(b) 表示隔震支座垂直方向的力-位移关系, 采用 Kumar 等^[22-23] 提出的拉伸唯象模型来考虑支座的拉伸性能, 如下式所示:

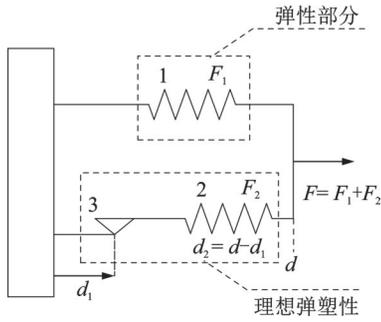
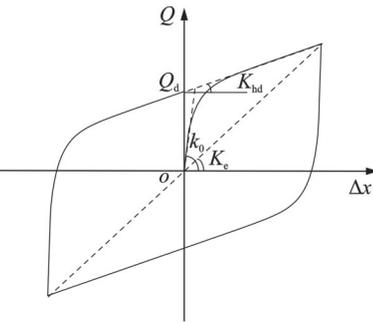
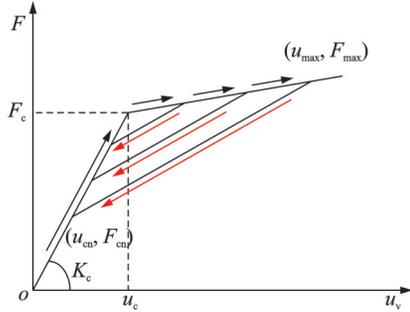


图 5 Bouc-Wen 力学模型



(a) 水平方向(Bouc-Wen本构模型)

(a) Horizontal direction(Bouc-Wen constitutive model)



(b) 竖直方向(拉伸唯象模型)

(b) Vertical direction(stretching phenomenological model)

图 6 隔震支座在水平和竖直方向的力-位移关系

Fig. 6 Force-displacement relations of isolation support at horizontal and vertical direction, respectively

$$F = F_c \left\{ 1 + \frac{1}{kT_r} \left[1 - e^{-k(u_v - u_c)} \right] \right\} \quad (6)$$

式中 u_v 为当前拉伸位移量; T_r 为换胶层总厚度; u_c 为初始损伤强度 F_c 所对应的拉伸变形值, 且 $u_c = F_c / K_c$; k 为用于反映支座受拉损伤程度的参数, k 值越大, 支座损伤后承载力的降低程度就越大。

$$F_{cn} = F_c \left\{ 1 - \phi_{\max} \left[1 - e^{-\beta \left(\frac{u_{\max} - u_c}{u_c} \right)} \right] \right\} \quad (7)$$

式中 F_{cn} 为当前损伤强度, 其降低程度取决于当前已经经历的最大拉伸变形值 u_{\max} ^[22]; β 为强度退化参数; ϕ_{\max} 为支座可预计的最大损伤参数。基于已有研究^[23], 文中上述参数取值为: $k=10$, $\phi_{\max}=1$, $\alpha=0.75$ 。

如图 6(b) 所示, 支座进入拉伸状态后, 在拉伸荷载达到初始损伤强度 ($F_c = 3GA_b$, G 为橡胶剪切

模量, A_b 为隔震支座截面积) 前, 其处于线弹性阶段且拉伸刚度与压缩刚度一致。此后, 随着拉伸荷载超过 F_c , 拉伸承载力按式 (6) 计算, 红色箭头为卸载路径。

当支座拉伸位移超过 u_c 并卸载时, 卸载路径不同于加载路径; 再次加载时, 首先会沿着先前的卸载路径, 直至 u_c 超过已经历的最大位移 u_{\max} (如图 6(b) 所示), 荷载进一步增加时, 后续加载过程仍然沿式 (6) 的路径; 再次卸载时会重新形成卸载路径。每个循环的卸载路径均近似沿着 (u_{\max}, F_{\max}) 与 (u_{cn}, F_{cn}) 两点间的直线, 且二者均随着加载过程不断变化。

图 6 中水平屈服刚度和竖向刚度与相应方向周期的关系为:

$$K_{hd} = \frac{2\pi^2 m}{T_h^2} \quad (8)$$

$$K_c = \frac{2\pi^2 m}{T_v^2} \quad (9)$$

式中 T_v 和 T_h 分别为隔震层竖向周期和屈服后的水平周期。

水平屈服力和竖向屈服力由水平屈重比和竖向屈重比来表示, 即:

$$Q_d = \frac{1}{2} \alpha_h \cdot mg \quad (10)$$

$$F_d = \frac{1}{2} \alpha_v \cdot mg \quad (11)$$

式中 α_h 为水平屈重比是指隔震层水平屈服力与上部结构重力的比值; α_v 为竖向屈重比是指隔震层受拉屈服力与上部结构重力的比值。

本文以隔震层最大摇摆角 θ_{\max} 来表征结构摇摆状态, 本节研究 θ_{\max} 随不同参量的变化。主要参量为: 竖向屈重比 α_v 、水平屈重比 α_h 、竖向周期 T_v 、水平周期 T_h 、高宽比 AR 、系统阻尼比 η , 隔震结构的初始参数如表 1 所示。输入的地震波为图 3 给出反应谱拟合得到的人工波, 四种不同场地类型对应的场地周期分别为 0.3, 0.4, 0.55, 0.75 s, 每种场地类型 20 条波, 共 80 条波。按表 2 中给出的参数范围依次改变上述参数后, 将结构的最大摇摆响应按不同场地类型取均值得到图 7。

表 1 各影响因素初始值

Tab. 1 Initial value of each influencing factor

影响因素	初始值
α_v	1%
α_h	3%
T_v	0.12 s
T_h	3 s
AR	5
η	5%

表 2 各影响因素范围
Tab. 2 Scope of influencing factors

影响因素	范围
α_v	0.5%~5%
α_h	1%~30%
T_v	0.01~0.16 s
T_h	1.5~6 s
AR	1~6
η	2%~10%

图 7 为不同场地类型下上部结构最大摇摆角随高宽比、竖向屈重比、水平屈重比、竖向周期、水平周期、阻尼比的变化曲线。从图中可以看出, θ_{max} 的 6 个影响参量 (AR, α_v , α_h , T_v , T_h , η) 中, 仅 θ_{max} 随 α_h 的增加先减小后增加, 存在一个使得 θ_{max} 最小的取值, 其他参数对 θ_{max} 的影响是单调的, 对 θ_{max} 的影响程度从大到小依次为: T_v , AR, T_h , α_h , η , α_v 。

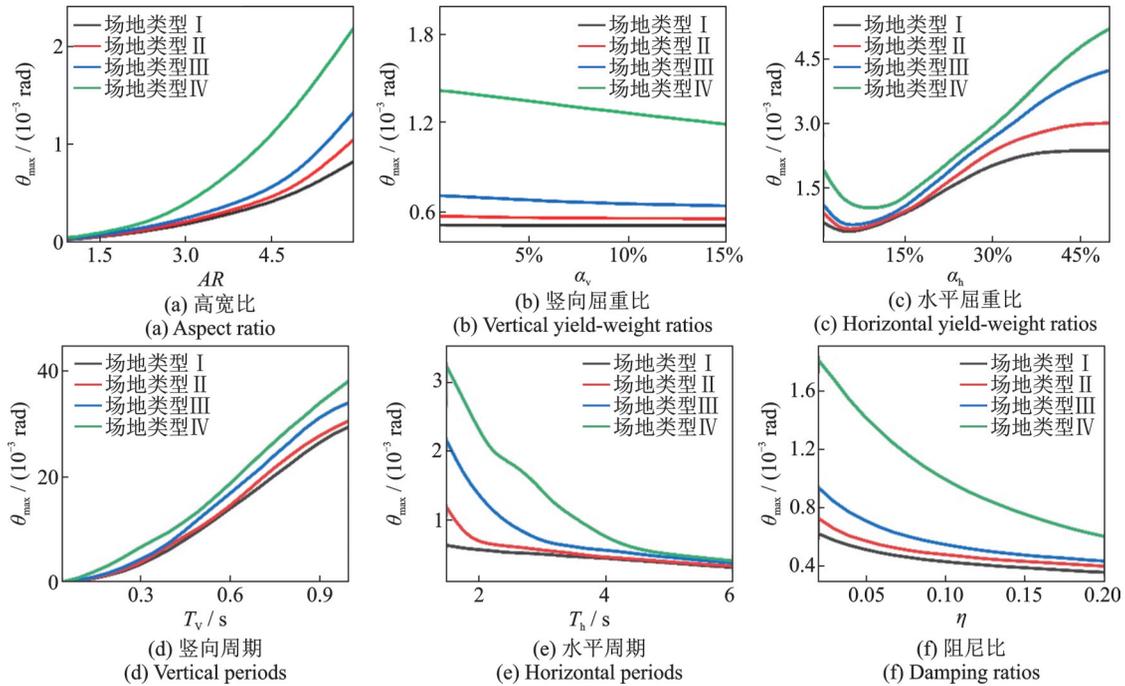


图 7 上部结构最大摇摆角随不同参数的变化曲线

Fig. 7 Changes of maximum angular displacements of superstructure with various parameters

2 摇摆状态界限分析

上节考虑的是单一因素对 θ_{max} 的影响, 下面通过将无量纲地震波平均频率 f_m 和加速度幅值系数 μ 分别作为横坐标和纵坐标来研究摇摆谱的特征。 $\mu = \ddot{x}_{g,max}/g$, 其中 $\ddot{x}_{g,max}$ 为地震波加速度幅值, g 为重力加速度。

如图 8(a) 所示, 地震激励在转动方向的分量 $Q_a \cos \theta$ 使得结构获得速度 $v_0 \cos \alpha$, 质心距离角点的长度为 R , 设转动角速度为 ω_0 , 转动动能为 K :

$$\omega_0 = \frac{v_0}{R} \cos \alpha, K = \frac{1}{2} I \omega_0^2 \quad (12)$$

如图 8(b) 所示摇摆角为 θ 时, 质心上升的高度为 Δ 。

和重力做功相比, 隔震层做功较小, 假设在运动过程中只发生动能和重力势能的转化, 则可得机械能守恒方程式为:

$$\frac{1}{2} I \omega_0^2 = mg \Delta \quad (13)$$

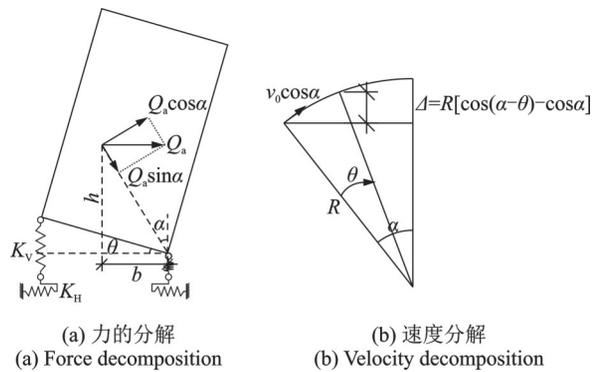


图 8 外力作用下上部结构的转动

Fig. 8 The rotation of superstructure under external force

化简为冲量形式得到下式:

$$mv_0 = m \sqrt{\frac{3Rg \sin \alpha \cos \theta + 3Rg (-\cos \alpha + \cos \alpha \cos \theta)}{2 \cos^2 \alpha}} \quad (14)$$

达到脱离、摇摆状态为需要的激励幅值的界限表达式如下式所示:

$$\mu = \max \begin{cases} \lambda_{1,2} \sqrt{\frac{3Rg \sin \alpha \sin \theta_{1,2} + 3Rg(-\cos \alpha + \cos \alpha \cos \theta_{1,2})}{2 \cos^2 \alpha}} \cdot 2\pi f + \mu_{1,2} \\ \mu_{01,02} \end{cases} \quad (15)$$

式中 λ_1, λ_2 为通过量纲分析,并考虑隔震层和上部结构形状的影响引入的修正系数; $\mu_{01,02}$ 分别为持续的推覆力作用下,上部结构恰好达到提高、摇摆状态需要的加速度幅值系数; $\theta_{1,2}$ 分别为提高、摇摆状态的界限角; $\mu_{1,2}$ 分别为考虑隔振层和上部结构形状的影响引入的修正系数,提高状态代入 μ_1 ,摇摆状态代入 μ_2 ; f 为地震动频率。

当上部结构达到倾覆,即 $\theta = \alpha$ 时,式(15)转化为下式:

$$\mu = \max \begin{cases} \lambda_3 \sqrt{\frac{3Rg(1 - \cos \alpha)}{2 \cos^2 \alpha}} \cdot 2\pi f + \mu_3 \\ \mu_{03} \end{cases} \quad (16)$$

式中 μ_{03} 为持续不变的推覆力作用下,上部结构恰好达到倾覆状态需要的加速度幅值系数。

根据文献[25]计算出地震波的平均周期,计算式如下式所示:

$$T_m = \sum_i (C_i^2 / f_i) / \sum_i C_i^2 \quad (17)$$

式中 C_i 为人工波加速度时程的傅里叶幅值, f_i 为频率, T_m 为地震波平均周期,地震波平均频率 $f_m = 1/T_m$ 。

考虑结构摇摆过程中的运动状态,参照《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)^[26]对于橡胶支座拉应力的限制,上部结构摇摆角 θ 存在 3 个界限角:受拉临界转角 θ_1 、受拉安全限值转角 θ_2 、倾覆临界状态转角 θ_3 。临界状态角如图 9 所示, $\theta < \theta_1$ 时,隔震结构的支座未发生提高; $\theta_1 < \theta < \theta_2$ 时,支座进入提高状态; $\theta_2 < \theta < \theta_3$ 时,隔震结构进入摇摆状态; $\theta > \theta_3$ 时,隔震结构将呈现倾覆状态。

输入的激励为人工合成的地震波,地震影响系数为 0.05~1.5,场地特征周期为 0.2~4 s,每种工况生成 20 条波,共计 3200 条人工波,按式(17)计算得到输入地震波不同的 f_m 和 μ 时,上部结构具有不同的摇摆状态。

临界状态的界限角计算表达式^[17]为:

$$\begin{cases} \theta_1 = \frac{D_v}{b} \\ \theta_2 = \frac{D_u}{b + e} \\ \theta_3 = \frac{\pi}{2} - \arctan \frac{h}{e} \end{cases} \quad (18)$$

式中 D_v 表示重力作用下隔震支座的竖向形变量, D_u 表示远端隔震支座受拉屈服时的竖向形变量。

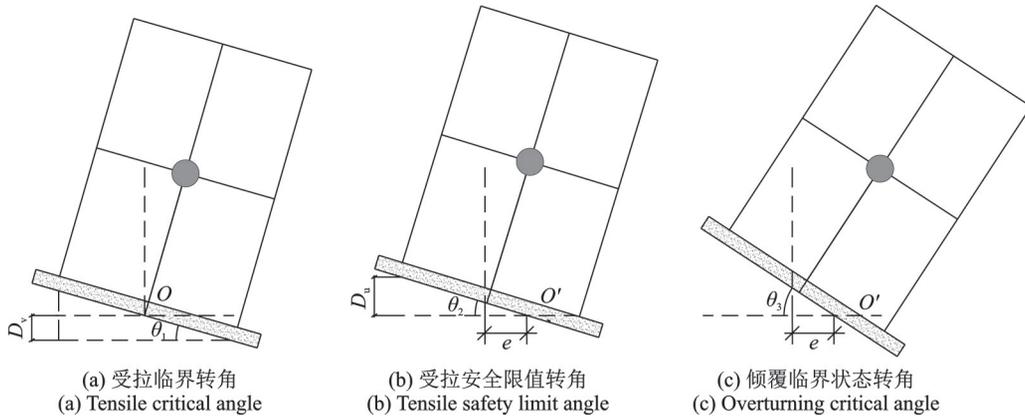


图 9 临界状态角示意图

Fig. 9 Diagram of critical state angle

图 10(a)~(f) 中的 $L1$ 边界和 $L2$ 边界即为提高界限和摇摆界限,两条边界将图分为 3 个部分,分别对应未提高、提高、摇摆状态。图 10(a) 是不同 AR 的摇摆谱,图中横坐标为 f_m 即输入地震波的平均频率由式(17)得到,纵坐标为加速度幅值系数 μ ,横纵坐标的每一个交点代表一个工况,该点与 $L1$ 边界和 $L2$ 边界的相对位置表明该工况的摇摆状态。 AR 增大使得提高界限和摇摆界限均明显向右下角移动,说明 AR 的增加显著不利于摇摆响应的控制;图 10(b) 是不同 α_v 的摇摆谱,随着 α_v 的增加,提高界限不

变,图中灰色曲线为三种不同 α_v 工况下的提高界限重合而成,摇摆界限向左上角移动,说明 α_v 的增加比较有利于控制摇摆;图 10(c) 是不同 α_h 的摇摆谱,随着 α_h 的增加,提高界限和摇摆界限均明显向右下角移动,说明 α_h 的增加显著不利于摇摆响应的控制;图 10(d) 是不同 T_v 的摇摆谱,随着 T_v 的增加,提高界限和摇摆界限均明显向右下角移动,说明的 T_v 增加显著不利于摇摆响应的控制;图 10(e) 是不同 T_h 的摇摆谱,随着 T_h 的增加,提高界限和摇摆界限均向左上角移动,说明 T_h 的增加显著有利于控制摇摆响

应;图10(f)是不同 η 的摇摆谱,随着 η 的增加,脱离界限和摇摆界限均向左上角移动,说明 η 的增加显著有利于摇摆响应控制。

综合图10(a)~(f)可以看出,脱离界限和摇摆界限都具有先是一段水平线段然后是一段斜线段的规律,因此可以将界限近似地表示为两段一次函数的分段函数,表达式如式(15)。根据图10中得到的摇摆谱界限拟合得到:

$$\lambda_1=0.5597-0.1954\alpha_h-1.9721T_v+0.0448T_h-$$

$$0.0743AR+0.2707\eta,$$

$$\mu_1=0.31-0.054AR,$$

$$\mu_{01}=0.724-1.505T_v-0.096AR,$$

$$\lambda_2=1.6095+0.8070\alpha_v-1.2772\alpha_h-4.4375T_v+0.2351T_h-0.2215AR+2.8325\xi,$$

$$\mu_2=0.333-0.176\alpha_h-1.7370T_v,$$

$$\mu_{02}=0.7-0.152\alpha_h-2.245T_v-0.0480AR+0.6020\xi_0.$$

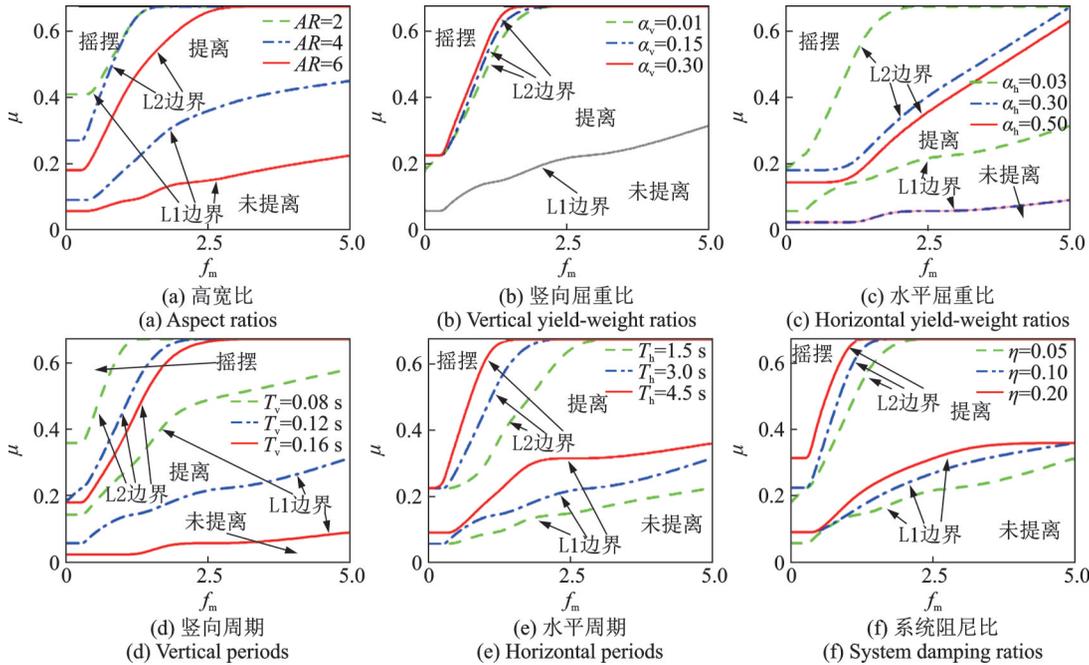


图10 不同参数下的摇摆谱

Fig. 10 Rocking spectra with different parameters

3 振动台试验验证

为验证上述理论分析的准确性,引用两个隔震结构的振动台试验结果进行对比。试验模型一为^[27]高层钢框架模型, x 和 y 向高宽比分别为2.5和5。试验模型二为^[28]核电厂模型。

3.1 高层钢框架模型振动台试验

模型结构高为4000 mm,长为1600 mm,宽为800 mm,上部结构总重量约为98 kN,每层配重12.74 kN。隔震层为4个LRB100铅芯橡胶支座,直径 $D=100$ mm,第一形状系数 $S_1=19.23$,第二形状系数 $S_2=4.81$,初始水平刚度 $k_0=2.665$ kN/mm,等效水平刚度 $K_c=0.238$ kN/mm,水平屈服荷载为0.667 kN,受压刚度 $K_c=339.1$ kN/mm,受拉屈服后刚度 $K_2=0.205$ kN/mm,现场情况如图11(a)所示。

模型与原形结构长度相似比为 $S_l=1/16$ 、加速度相似比 $S_a=1$ 、应力相似比 $S_s=1$ 、时间相似比 $S_t=$

1/4、质量相似比 $S_m=1/256$ 。

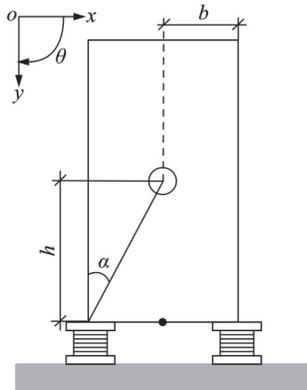
试验加载分为 x 方向和 y 方向两种加载方式。当在 y 方向加载时,上部结构高度与边长比值为2.5,与一般的隔震结构高宽比相当;当在 x 方向加载时,上部结构高度与边长比值为5.0,属于大高宽比高耸型隔震结构体系。上部结构最大摇摆角 θ_{max} 由位移传感器测得的位移计算得到。输入地震波为El Centro波和Taft波,根据文献[25]计算出地震波平均周期,计算得到El Centro波平均频率为1.675 Hz; Taft波平均频率为1.017 Hz;输入地震波幅值为0.2g,0.4g和0.6g。

图11(b)为试验结构的数值模拟计算模型,采用SAP2000软件分析了结构在人工波、Taft波、El Centro波作用下的摇摆状态。使用软件内置的MultiLinear Elastic和Isolation本构模型分别模拟支座的竖向和水平向力学行为。该模型 $T_v=0.017$ s, $AR=2.5$ 或5, $T_h=0.694$ s, $\alpha_h=2.72\%$, $\alpha_v=5.1\%$,相关参数代入式(15)将计算出脱离界限和摇摆界限。

图12中圆点为试验工况,三角形为模拟工况,



(a) 模型试验现场图片
(a) Picture of model test site



(b) 数值计算模型图
(b) Numerical calculation model diagram

图 11 高层隔震模型

Fig. 11 High-rise isolation model

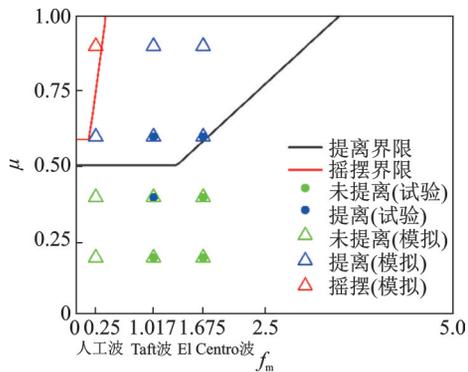
不同的颜色代表相应的摇摆状态,绿色代表未提高状态、蓝色代表提高状态、红色代表摇摆状态。模拟工况在试验工况的基础上进行拓展,对比发现本文第 2 节得到的提高界限和摇摆界限可以较好地预测上部结构的摇摆状态。

3.2 核电厂隔震模型振动台试验

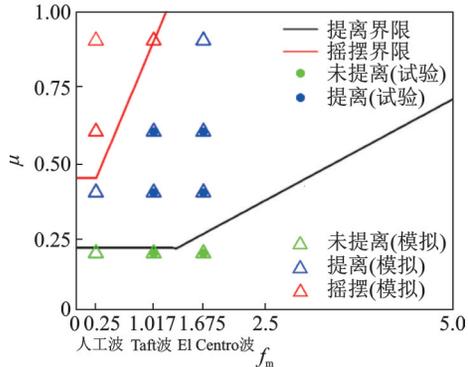
试验模型高为 6200 mm,长为 4500 mm,宽为 3500 mm,上部结构总重量约为 40 t,质心高度为 2600 mm。隔震层为 4 个 LRB400 铅芯橡胶支座,屈服后水平刚度 $K_{hd}=0.83\text{kN/mm}$,水平屈服力 $Q_d=9.1\text{kN}$,受压刚度 $K_c=600\text{kN/mm}$,受拉屈服后刚度 $K_{t2}=0.329\text{kN/mm}$ 。试验模型如图 13(a)所示。

模型与原形结构长度相似比为 $S_l=1/16$ 、加速度相似比 $S_a=1.392$ 、应力相似比 $S_\sigma=1$ 、时间相似比 $S_t=1/4$ 、质量相似比 $S_m=1/256$ 。

图 13(b)为隔震结构数值模拟计算模型。在 sap2000 平台,模拟了结构在人工波、Taft 波、El Centro 波作用下的摇摆状态。使用平台内置的 MultiLinear Elastic 和 Isolation 本构模型分别模拟支座的竖向和水平向力学行为。该模型 $T_v=0.026\text{s}$, $AR=1.4$ 或 1.8 , $T_h=0.690\text{s}$, $\alpha_h=9.28\%$, $\alpha_v=1.28\%$, 相关参数代入式(15)将计算出提高界限和摇摆界限。



(a) 高宽比为 2.5
(a) Aspect ratio is 2.5



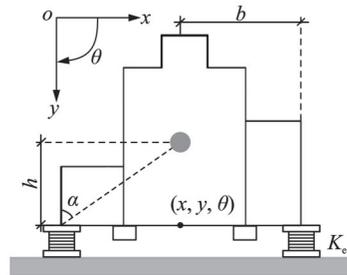
(b) 高宽比为 5
(b) Aspect ratio is 5

图 12 摇摆界限曲线及数值试验对比

Fig. 12 Rocking state limitation and the comparison with simulation and test



(a) 试验模型相片
(a) Picture of test model



(b) 数值计算模型图
(b) Numerical calculation model diagram

图 13 核电厂隔震模型

Fig. 13 Nuclear power plant seismic isolation model

图 14 中圆点为试验工况,三角形为模拟工况,不同的颜色代表相应的摇摆状态,绿色代表未提高状态、蓝色代表提高状态、红色代表摇摆状态。模拟

工况在试验工况的基础上进行拓展,对比发现本文第2节得到的提离界限和摇摆界限可以较好地预测上部结构的摇摆状态。

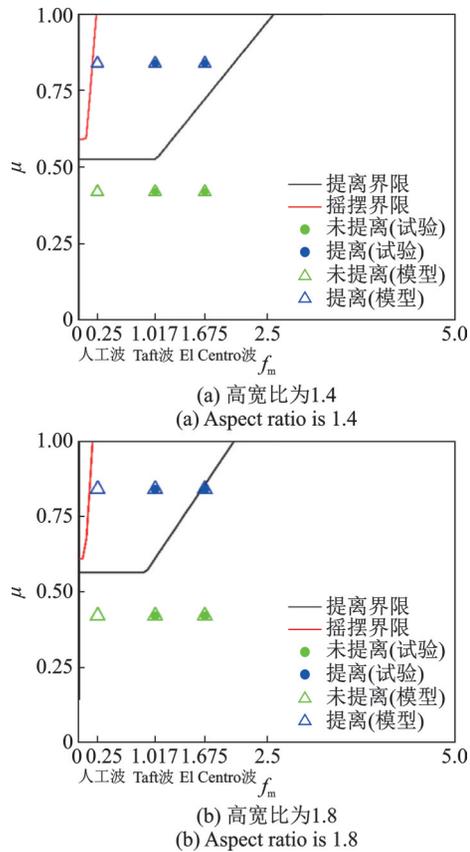


图14 试验、模拟摇摆状态及其与界限的相对位置

Fig. 14 Test and simulation of the swing state and the relative position with the boundary

4 结论

本文提出了一种预测不同结构在地震作用下摇摆状态的方法。通过理论分析和数值计算,得到摇摆界限的拟合函数,并通过振动台试验结果进行验证,得到主要结论如下:

(1) 隔震结构的摇摆状态可根据隔震层最大摇摆角分为未提离状态、提离状态和摇摆状态;摇摆角随高宽比、竖向周期的增加而增加,随竖向屈重比、水平周期、阻尼比的增加而减小,随水平屈重比的增加先减小后增加。

(2) $f_m > 0.25$ 时, f_m 才会对摇摆界限有影响。 $f_m < 0.25$ 时, α_v 和 T_h 对摇摆界限没有影响; α_v 对提离界限始终没有影响。

(3) α_v , T_h 的增加有利于减小摇摆响应; AR , T_v 的增加不利于减小摇摆响应,控制摇摆响应最有利的措施是减小 T_v , 增加 T_h 。

需要指出的是, T_h 增加虽然有利于减小上部结

构的摇摆响应,但是隔震层水平位移将增加,应综合考虑地震中结构的摇摆响应和水平响应,进而得到最优的 T_h 取值。

参考文献:

- [1] 功刀卓,彭岩. 2011年东北地方太平洋近海地震的强震动记录[J]. 国际地震动态, 2012(11): 5-8.
- [2] 解全才,马强,张景发. 2016年日本熊本 $M_w 7.0$ 地震强震动记录特征分析[J]. 地震研究, 2020, 43(1): 125-133.
Xie Q C, Ma Q, Zhang J F. The characteristics of strong motion records of the Kumamoto $M_w 7.0$ earthquake occurred on Apr.16, 2016[J]. Journal of Seismological Research, 2020, 43(1): 125-133.
- [3] 王铭帅. 高层建筑结构设计中的隔震减震[J]. 建筑技术开发, 2020, 47(3): 39-40.
WANG Mingshuai. Isolation and shock absorption in structural design of high-rise buildings[J]. Building Technique Development, 2020, 47(3): 39-40.
- [4] 曹阳,白羽,赵立玖. 某高层建筑双塔结构隔震设计与施工[J]. 施工技术, 2019, 48(22): 26-28.
CAO Yang, BAI Yu, ZHAO Lijiu. Seismic isolation design and construction of a high-rise twin tower structure[J]. Construction Technology, 2019, 48(22): 26-28.
- [5] 李云峰,田原,何海川,等. 高烈度区某高层剪力墙住宅隔震设计[J]. 建筑结构, 2019, 49(11): 115-122.
LI Yunfeng, TIAN Yuan, HE Haichuan, et al. Seismic isolation design of a high-rise shear-wall residential building in high intensity region[J]. Building Structure, 2019, 49(11): 115-122.
- [6] 何文福,黄一沈,刘文光,等. 高层隔震结构提离摇摆耦合动力理论模型及地震响应分析[J]. 建筑结构学报, 2019, 40(12): 11-20.
He Wenfu, Huang Yishen, Liu Wenguang, et al. Seismic response analysis and dynamic theoretical model for high-rise isolated structures considering uplifting and rocking effects[J]. Journal of Building Structures, 2019, 40(12): 11-20.
- [7] 武大洋,吕西林. 基于广义层间位移角谱的复合自复位结构体系的参数分析[J]. 振动工程学报, 2018, 31(2): 255-264.
Wu Dayang, Lü Xilin. Parametric analysis of self-centering dual systems based on generalized interstory drift spectrum[J]. Journal of Vibration Engineering, 2018, 31(2): 255-264.
- [8] 崔浩然,吴刚,冯德成,等. 损伤可控摇摆墙滞回性能分析[J]. 东南大学学报(自然科学版), 2018, 48(2): 288-293.
Cui Haoran, Wu Gang, Feng Decheng, et al. Hysteret-

- ic behavior analysis of damage-controllable rocking wall [J]. *Journal of Southeast University (Natural Science Edition)*, 2018, 48(2):288-293.
- [9] Makris N, Zhang J. Rocking response of anchored blocks under pulse-type motions [J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2001, 127(5): 484-493.
- [10] Dimitrakopoulos E G, DeJong M J. Overturning of retrofitted rocking structures under pulse-type excitations [J]. *Journal of Engineering Mechanics*, 2012, 138(8): 963-972.
- [11] Gazetas G, Anastasopoulos I, Garini E. Geotechnical design with apparent seismic safety factors well-bellow 1 [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2014, 57: 37-45.
- [12] 叶烈伟, 韩森, 曾德民. 不同抗拉刚度支座隔震体系的地震响应分析[J]. *世界地震工程*, 2016, 32(4): 31-37.
YE Liewei, HAN Miao, ZENG Demin. Seismic response analysis of isolation bearing system with different tensile stiffnesses [J]. *World Earthquake Engineering*, 2016, 32(4): 31-37.
- [13] 张育智. 隔震体系对摇摆自复位高墩工作性能的影响 [J]. *振动与冲击*, 2019, 38(11): 54-58.
ZHANG Yuzhi. Effects of seismic isolation system on working performance of rocking self-resetting high piers [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2019, 38(11): 54-58.
- [14] 张文津, 李国强, 孙飞飞. 消能摇摆钢框架结构抗震性能的影响因素与设计方法 [J]. *建筑结构学报*, 2022, 43(3):13-20.
Zhang Wenjin, Li Guoqiang, Sun Feifei. Influencing factors of seismic behavior and design procedure on steel frames coupled with rocking structure and dampers [J]. *Journal of Building Structures*, 2022, 43(3):13-20
- [15] Lu Y, Li B, Xiong F, et al. Simple discrete models for dynamic structure-soil-structure interaction analysis [J]. *Engineering Structures*, 2020, 206: 110188.
- [16] 王国波, 王焱, 郑年文, 等. 考虑基础提离的摇摆框架结构地震响应振动台试验研究 [J]. *岩土工程学报*, 2021, 43(11): 2064-2074.
Wang Guobo, Wang Yao, Zheng Nianwen, et al. Shaking table tests on seismic response of rocking frame structure considering foundation uplift [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2021, 43(11): 2064-2074.
- [17] Yim C S, Chopra A K, Penzien J. Rocking response of rigid blocks to earthquakes [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1980, 8(6): 565-587.
- [18] 刘文光. 橡胶隔震支座力学性能及隔震结构地震反应分析研究 [D]. 北京: 北京工业大学, 2003.
LIU Wenguang. Mechanics properties of rubber bearings and earthquake response analysis of isolated structures [D]. Beijing: Beijing University of Technology, 2003.
- [19] 付伟庆, 丁琳, 陈菲, 等. 高层隔震结构模型双向振动台试验研究 [J]. *世界地震工程*, 2006, 22(3): 125-130.
FU Weiqing, DING Lin, CHEN Fei, et al. Experimental research on two-direction shaking table of high-rise isolated structure model with large height-width ratio [J]. *World Earthquake Engineering*, 2006, 22(3): 125-130.
- [20] 何文福, 李雪, 许浩, 等. 高层隔震结构提离摇摆耦合理论模型及振动台试验验证 [J]. *土木工程学报*, 2020, 53(3): 19-27.
HE Wenfu, LI Xue, XU Hao, et al. Theoretical model and verification of shaking table test for high-rise isolated structures coupling with uplifting and rocking [J]. *China Civil Engineering Journal*, 2020, 53(3): 19-27.
- [21] 郭恩栋, 王滔, 吴伟, 等. 地震作用下浮放设备摆动反应研究 [J]. *沈阳建筑大学学报(自然科学版)*, 2008, 24(2): 252-255.
Guo Endong, Wang Tao, WU Wei, et al. Study on seismic oscillation response of free-standing equipments [J]. *Journal of Shenyang Jianzhu University (Natural Science)*, 2008, 24(2): 252-255.
- [22] Kumar M, Whittaker A S, Constantinou M C. An advanced numerical model of elastomeric seismic isolation bearings [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 2014, 43(13): 1955-1974.
- [23] Kumar M. Seismic isolation of nuclear power plants using elastomeric bearings [D]. New York: The State University of New York at Buffalo, 2015.
- [24] Kavvadias I E, Vasiliadis L K, Elenas A. Seismic response parametric study of ancient rocking columns [J]. *International Journal of Architectural Heritage*, 2017, 11(6): 791-804.
- [25] Dimitrakopoulos E G, Makris N, Kappos A J. Dimensional analysis of the earthquake-induced pounding between inelastic structures [J]. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 2011, 9(2): 561-579.
- [26] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 建筑抗震设计规范: GB 50011—2010 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010
MOHURD. Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010.
- [27] 何文福. 高架桥与建筑复合减震结构的地震反应分析理论与试验研究 [D]. 北京: 北京工业大学, 2008.
- [28] 程颖. 核电厂斜向滑动型隔震系统力学性能及动力响应研究 [D]. 上海: 上海大学, 2019.
Cheng Ying. Mechanical properties and earthquake response of oblique sliding friction 3D seismic isolated nuclear system [D]. Shanghai: Shanghai University, 2019.

Theoretical research and experimental verification on the lifting and swing limit spectrum model of seismic isolation structure under three-level earthquake

YANG Jie¹, REN Yi-fei², HE Wen-fu², XU Hao²

(1.Shanghai Nuclear Engineering Research & Design Institute, Shanghai 200233, China;

2.Department of Civil Engineering, Shanghai University, Shanghai 200444, China)

Abstract: The determination of the rocking state for an isolation structure is a fundamental issue to estimate the safety of the isolated layer under a seismic excitation. In this study, by using the tensile deformations at the vertical direction of the rubber support in the isolated layer, the rocking states of the isolation structure are divided into ones with unuplifting, uplifting, and rocking. A classification method is then proposed for estimating the rocking state of the high-rise structure with isolated layer. Inspired by the influences of the aspect ratio (AR), vertical yield-weight ratio (α_v), horizontal yield-weight ratio (α_h), vertical cycle (T_v), horizontal cycle (T_h), system damping ratio (η) to the swing response of isolation structures under seismic excitation, boundary spectrum of isolation structures is achieved. It shows that swing response decreases with the increase of α_v , T_h and η (the effect of T_h is most significant), which is beneficial to the control of the sway response as well; swing response increases with the increase of AR and T_v (the effect of T_v is most significant), which is not conducive to the control of swing response, and the most advantageous measure to control the swing response is increasing T_h , decreasing T_v .

Key words: isolation structure; standard response spectrum; lift and swing limit spectrum; shaking table test

作者简介: 杨 杰(1984—),男,硕士,高级工程师。E-mail: yangjie@snerdi.com.cn。

通讯作者: 何文福(1979—),男,博士,教授。E-mail: howunfu@shu.edu.cn。