

矩形脉冲激励下高层隔震结构脱离摇摆界限谱模型及参数影响分析

任逸飞, 何文福, 徐金明, 冯祎鑫
(上海大学 土木工程系, 上海 200444)

摘要: 判别高层结构所处的摇摆状态是分析地震作用时隔震层是否处于安全状态以及结构是否处于稳定状态的重要基础。根据隔震层橡胶支座的竖向变形计算结果, 将高层隔震结构的摇摆状态分为未脱离、脱离、摇摆、倾覆状态, 提出了基于简化刚体模型的脱离摇摆状态分类方法。通过分析矩形激励下竖向屈重比、水平屈重比、竖向周期、水平周期、高宽比、激励幅值系数、激励频率比等参数对高层隔震结构摇摆响应的影响, 得到了高层隔震结构未脱离、脱离、摇摆的界限谱以及主要参数对界限谱的影响规律, 进一步分析了高层隔震结构倾覆状态与激励幅值、频率比之间的关系。研究表明: 摇摆响应随竖向屈重比、水平屈重比、激励频率比的增大而减小, 其中水平屈重比的影响最大; 摇摆响应随激励幅值系数、竖向周期、水平周期及高宽比的增大而增大, 摇摆响应较小时高宽比的影响最大, 摇摆响应较大时竖向周期的影响最大, 控制摇摆响应的最有利措施是增大水平屈重比、减小高宽比和竖向周期; 对脱离界限影响程度从大到小的顺序为高宽比、水平屈重比、竖向周期、竖向屈重比、水平周期, 对摇摆界限影响程度从大到小依次为竖向周期、水平屈重比、高宽比、水平周期、竖向屈重比; 结构倾覆与激励幅值系数、激励输入时间呈正相关。

关键词: 高层结构; 隔震结构; 摇摆界限; 矩形激励
中图分类号: TU352.12 TU311.3 **文献标志码:** A

Dynamic model and parametric analysis of high-rise isolation structure under rectangular pulse excitation

REN Yifei, HE Wenfu, XU Jinming, FENG Yixin
(Department of Civil Engineering, Shanghai University, Shanghai 200444, China)

Abstract: The determination of rocking state for a high-rise structure is a fundamental issue to estimate whether the isolated layer is safe under seismic excitation. In this study, by using the tensile deformations at the vertical direction of the rubber support, the rocking states of a high-rise structure were divided into ones with unuplifting, in uplifting, in rocking and in overturning, and a classification method was then proposed for estimating the rocking state. Inspired by the influences of the vertical yield-weight ratio, horizontal yield-weight ratio, vertical cycle, horizontal cycle, aspect ratio, excitation amplitude coefficient, excitation frequency ratio on the swing response of high-rise isolated structures under rectangular excitation, boundary spectrum of high-rise isolation structures and the relationship between the overturning state of high-rise isolation structure, excitation amplitude coefficient and excitation frequency ratio were achieved. It shows that swing response decreases with the increase of vertical yield-weight ratio, horizontal yield-weight ratio and excitation frequency ratio, where the effect of horizontal yield-weight ratio is the most significant. Swing response increases with the increase of excitation amplitude coefficient, vertical cycle, horizontal cycle and aspect ratio. When swing response is small, the effect of aspect ratio is the most significant, otherwise, the effect of vertical cycle is the most significant. And the most advantageous measure to control the swing response is increasing the horizontal yield-weight ratio, or decreasing aspect ratio and vertical cycle. The great-small influence degree on boundary of unuplifting and uplifting is aspect ratio, horizontal yield-weight ratio, vertical cycle, vertical yield-weight ratio, horizontal cycle. The great-small influence degree on boundary of uplifting and rocking is vertical cycle, horizontal yield-weight ratio, aspect ratio, horizontal cycle, vertical yield-weight ratio. The structure overturning is proportional to excitation amplitude coefficient and excitation input time.

Keywords: high-rise structure; isolation structure; rocking limit; rectangular excitation

基金项目: 国家自然科学基金项目(52078287), 广西重点研发计划(桂科 AB19259011), 住房和城乡建设部 2019 年科学技术计划(2019-k-078), 柳州市科技计划(2020GBCA0403)。

作者简介: 任逸飞, 出生于 1996 年, 男, 硕士研究生, 主要从事土木工程计算技术的研究。email: yifei_ren@163.com

通信作者: 何文福, 出生于 1979 年, 男, 工学博士, 教授, 主要从事工程结构减隔震研究。email: howenfu@shu.edu.cn

收稿日期: 2021 年 4 月

0 引言

2016 年日本熊本地震和 2018 年日本北海道地震时,高层和超高层隔震结构强震记录表明,采用隔震技术可以使高层建筑结构取得较好的减震效果^[1-2]。我国各地也先后建成了高度在 50 m 以上的高层隔震建筑^[3-5]。将隔震技术用于高层结构的同时,高层隔震结构的摇摆现象也引起了国内外学者的关注。

为完善高层隔震结构摇摆控制理论体系,国内外学者开展了一系列研究。诸如,在简化模型数值计算方面,Zhang 等^[6]通过建立力学模型,分析了矩形刚体块与地面硬接触情况下的倾覆状态;Makris 等^[7]给出了在和地面硬接触情况下矩形刚体块动力方程的解析解,对比分析了由解析解与数值解得到的倾覆谱,认为数值解得到的摇摆倾覆区域略大于解析解结果;Dimitrakopoulos 等^[8-9]通过对刚体块摇摆的动力学分析,研究了解析解与摇摆谱边界之间的关系,得到了倾覆谱边界方程。在高层隔震结构减震效果研究方面,张育智^[10]将铅芯橡胶支座-液体黏滞阻尼器-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大大提高结构的隔震性能;李国强等^[11]提出了消能摇摆高位隔震结构体系,通过两段串联的摇摆结构不仅能够使得结构主体各层变形均匀,并且抑制了高层结构的摇摆运动,提高了结构的刚度与承载力;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,发现提高模型能避免支座受拉、对上部结构弹塑性响应影响较小、对隔震层水平响应基本没有影响。在隔震支座受拉分析方面,苗启松等^[13]根据支座两端增加抗拉杆的力学试验结果,得出提高装置在不同典型受力状态下的受力性能可以达到设计预期;閻东东等^[14]将可以释放隔震支座拉应力的提高装置应用于结构中,利用结构重力势能抵抗一部分水平地震作用,采用初始间隙的简易抗拉装置解决结构抗倾覆效应,解决了强震作用下隔震支座拉应力过大的问题。在高层隔震结构高宽比限值设计方法方面,付伟庆等^[15]根据缩尺模型试验发现,在超过 8 度的罕遇地震或卓越周期较长的 8 度罕遇地震下,隔震支座可进入竖向非线性受拉变形状态,结构存在倾覆危险;何文福等^[16]根据两种高宽比(2.5 和 5)的模型振动台试验,认为摇摆角随高宽比的增加而增大;刘文光^[17]提出了适用于大高宽比结构的三质点隔震结构模型,能够模拟大高宽比隔震结构体系的前 3 阶振型。

综上,可将摇摆结构的研究归结为建立简化模型模拟摇摆结构力学行为。这些简化模型可以有效预测结构的摇摆状态^[18-19],并分析解析解与数值解的差异,以及某一种或两种参数对摇摆状态的影响。但要进一步预测差异较大的不同结构的摇摆状态,就需要分析多种参数对摇摆谱的影响。且目前大幅值激励下高层隔震结构提高效应的分析较少,相关研究亟待深入。为此,本文中拟建立基于简化刚体模型的高层隔震结构动力模型,模拟高层隔震结构受到矩形激励时的动力响应,分析高层结构的摇摆状态,判断在隔震支座受拉时上部结构是否仍处于安全状态,以期发挥隔震结构隔震性能、选取高层隔震结构参数等提供参考。

1 分析模型

1.1 结构动力学方程建立

高层隔震结构分析模型如图 1 所示,上部结构刚度远大于隔震层刚度,假设上部结构为刚体^[20-21],质心与几何中心重合,宽度为 $2b$ 、各支座到质心的水平距离为 l_i 、质量为 m 、质心高度为 h 、转动惯量为 J 。依据建筑物隔震层原型,隔震层均匀分布成 7 排 5 列。图 1 中 k_{vi} 为第 i 排的 5 个支座组合的竖向刚度, k_{hi} 为第 i 排 5 个支座组合的水平刚度。

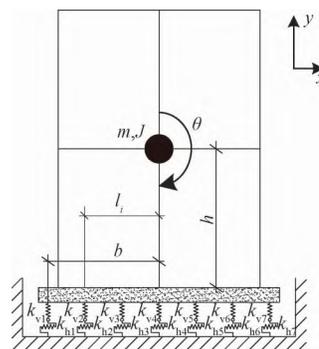


图 1 高层隔震结构计算模型

Fig. 1 Calculation model of high-rise structure with isolation layer

结构体系可同时发生平动和转动,为了研究高层结构的摇摆问题,仅考虑结构在平面内的运动,忽略结构扭转。结构体系的运动方程为

$$[M]\{\ddot{u}\} + [C]\{\dot{u}\} + [K]\{u\} = -[M]\{\ddot{u}_g\} \quad (1)$$

式中, $[M]$ 、 $[C]$ 、 $[K]$ 分别为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 $\{u\}$ 分别为上部结构的质心相对于地面的加速度、速度和位移,

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

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

$$[K] = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^7 k_{hi} & & \\ & \sum_{i=1}^7 k_{vi} & \\ & & \sum_{i=1}^7 (k_{vi} \cdot l_i^2) \end{bmatrix},$$

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

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

其中: x, y, θ 分别表示水平平移、竖向平移和转角; $\dot{x}, \dot{y}, \dot{\theta}$ 分别为水平速度、竖向速度和转动角速度; $\ddot{x}, \ddot{y}, \ddot{\theta}$ 分别为水平加速度、竖向加速度、角加速度; \ddot{x}_g, g 分别为水平脉冲加速度、重力加速度; l_i 为各支座到质心的水平距离; ω_1, ω_2 为结构体系的前两阶频率; ξ 为阻尼比。

矩形激励能量集中,上部结构可快速达到最大摇摆角,因此选用矩形激励,其幅值为 a_g ,持续时间为 t_g 。矩形激励的幅值与地震激励相同,不同的持续时间可以对应不同频率的地震激励,外加激励时程如图 2 所示。

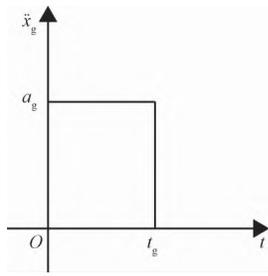


图 2 矩形脉冲激励

Fig. 2 Rectangular pulse excitation

地面加速度输入为矩形波形式,即

$$\ddot{x}_g = a_g [H(t) - H(t - t_g)] \quad (2)$$

式中, $H(t)$ 为 Heaviside 阶跃函数, t 为时间。

水平作用力 Q 可表示为

$$Q = m\ddot{x}_g \quad (3)$$

1.2 结构动力学模型分析

高层隔震结构动力学模型如图 3 所示,图 3a 为摇摆提高力学模型,图 3b 为刚度中心未偏心时的结构摇摆状态,图 3c 为刚度中心偏心时的结构摇摆状态。为简化示意,图中仅给出最左侧和最右侧支

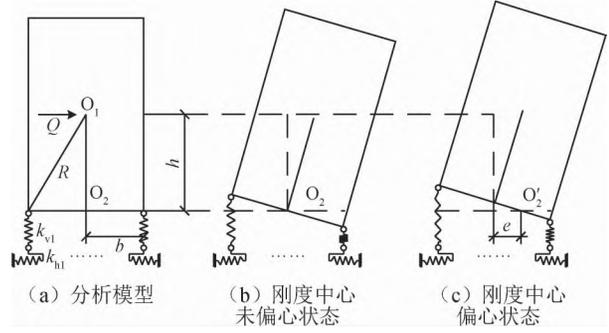


图 3 高层隔震结构动力学模型

Fig. 3 Dynamic model of high-rise isolation structure

座。图 3 中 O_1 为上部结构质心,到上部结构角点的距离为 $R = (b^2 + h^2)^{1/2}$; O_2 为上部结构初始转动中心, O_2' 为偏心后的转动中心,偏心距为 e 。由于隔震支座拉压刚度不等,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:

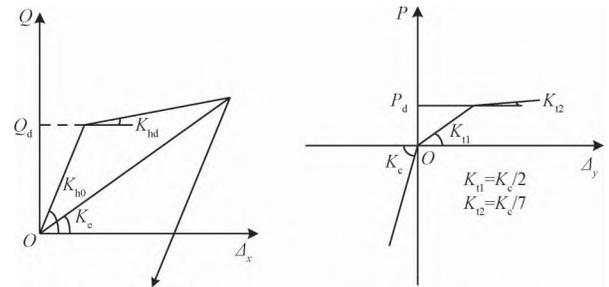
$$e = b \cdot \frac{K_{vR} - K_{vL}}{K_{vR} + K_{vL}} \quad (4)$$

其中, K_{vL} 为初始转动中心左侧支座的竖向刚度之和, K_{vR} 为初始转动中心右侧支座的竖向刚度之和。

此时,式(1)中的刚度矩阵可改写为

$$[K] = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^7 k_{hi} & & \\ & \sum_{i=1}^7 k_{vi} & \\ & & \sum_{i=1}^7 [k_{vi} \cdot (l_i + e)^2] \end{bmatrix} \quad (5)$$

隔震支座的本构关系如图 4 所示。图 4a 所示为隔震支座水平方向的力-位移关系,其中 K_{h0} 为初始水平刚度, 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 4b 所示为隔震支座垂直方向的力-位移关系,其中 K_c 为受压刚度, K_{t1} 为受拉刚



(a) 水平方向(双线性本构)

(b) 垂直方向(三折线本构)

图 4 隔震支座在水平和垂直方向的力-位移关系

Fig. 4 Force-displacement relations of isolation support at horizontal and vertical directions

度, K_d 为受拉屈服刚度, P_d 为竖向屈服力。考虑支座的拉压刚度不等, 参考文献 [17], 支座拉伸屈服刚度取为压缩刚度的 1/7。

水平和竖向屈服刚度与相应方向周期的关系为:

$$K_{hd} = \frac{4\pi^2 \bar{m}}{T_h^2} \quad (6)$$

$$K_d = \frac{4\pi^2 \bar{m}}{T_v^2} \quad (7)$$

其中, \bar{m} 为单个支座平均分担的上部结构质量, T_h 、 T_v 分别为隔震层屈服后的水平周期、竖向周期。

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:

$$Q_d = \alpha_h \cdot \bar{m}g \quad (8)$$

$$P_d = \alpha_v \cdot \bar{m}g \quad (9)$$

式中: α_h 为水平屈重比; α_v 为竖向屈重比, 是指支座受拉屈服力与结构在静止状态下该支座承担重力的比值。

2 最大角位移的影响参数分析

以上部结构最大角位移 θ_{max} 来表征结构摇摆状态, 研究其随不同参数的变化规律。主要变化参数为竖向屈重比 α_v 、水平屈重比 α_h 、竖向周期 T_v 、水平周期 T_h 、高宽比 h/b 、激励幅值系数 $\mu = a_g / (\gamma g)$ 、激励频率比 ω_p / p , 其中 a_g 为激励幅值, γ 为倾覆角, $\gamma = \arctan(b/h)$, ω_p 定义为外加激励的频率, $\omega_p = 1/t_g$, p 为上部结构自振频率, $p = (mgR/J)^{1/2}$, 各参数初始值见表 1。影响因素分析中, 各参数的变化范围见表 2。

表 1 各影响参数初始取值

影响参数	$\alpha_v / \%$	$\alpha_h / \%$	T_v / s	T_h / s	h/b	μ	ω_p / p
初始值	1	3	0.08	2	6	5.45	10.8

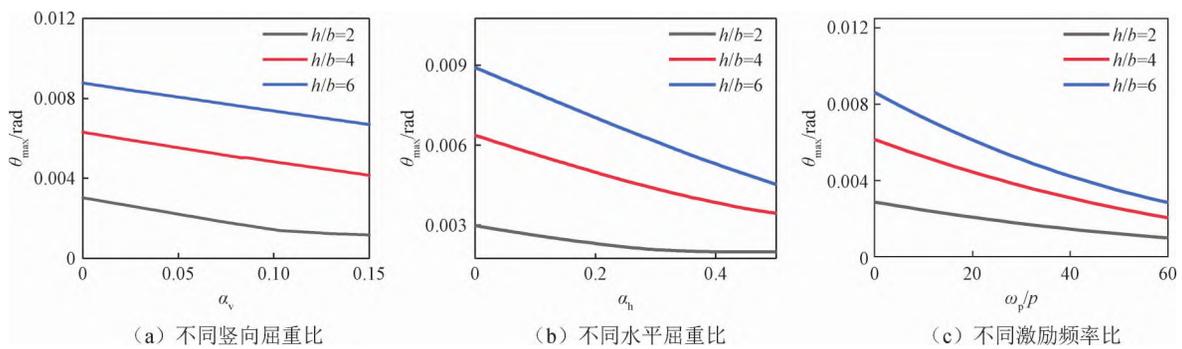


图 6 上部结构最大角位移随竖向屈重比、水平屈重比、激励频率比的变化曲线

Fig. 6 Changes in maximum angular displacements of superstructure with vertical yield-weight ratio, horizontal yield-weight ratio and excitation frequency ratio

表 2 各影响参数取值范围

参数	$\alpha_v / \%$	$\alpha_h / \%$	T_v / s	T_h / s	h/b	μ	ω_p / p
取值范围	0 ~ 15	0 ~ 50	0.04 ~ 1	1.5 ~ 6	2 ~ 6	1 ~ 10	0 ~ 60

上部结构最大角位移 θ_{max} 的变化范围为 $0 \sim \pi/2$, 将质心离开最远端支座对应的角位移作为上部结构已经倾覆的标志。图 5 中给出了 θ_{max} 随 h/b 的变化曲线。 h/b 在 1~6 区间内时, θ_{max} 随 h/b 近似线性增加; $h/b > 6$ 时, 其值变化对 θ_{max} 基本无影响。为此, 分析 h/b 为 2、4、6 三种不同高宽比下各参数对 θ_{max} 的影响。

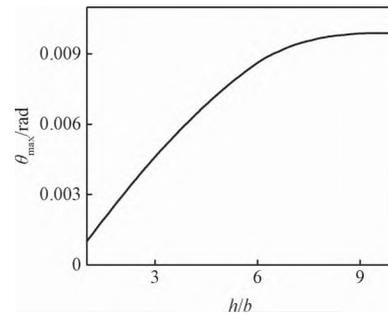


图 5 上部结构最大角位移随高宽比变化

Fig. 5 Maximum angular displacement of superstructure varying with aspect ratio

图 6 为不同高宽比下上部结构最大角位移随竖向屈重比、水平屈重比、激励幅值系数变化的曲线。图 7 为上部结构最大角位移随竖向周期、水平周期、激励幅值系数的变化曲线。

综合图 6、7, 在 θ_{max} 的 7 个影响参量 (α_v 、 α_h 、 T_v 、 T_h 、 h/b 、 μ 、 ω_p / p) 中, 仅在 T_v 较大的工况时, θ_{max} 随 h/b 增加而减小, 其余工况下 θ_{max} 随 h/b 增加而增加。在 h/b 较大工况 ($h/b > 4$) 下, 对 θ_{max} 的影响程度从大到小依次为: T_v 、 α_h 、 α_v 、 μ 、 T_h 、 ω_p / p ; 在 h/b 较小工况 ($h/b < 4$) 下, 对 θ_{max} 的影响程度从大到小依次为: T_v 、 α_v 、 α_h 、 μ 、 T_h 、 ω_p / p 。

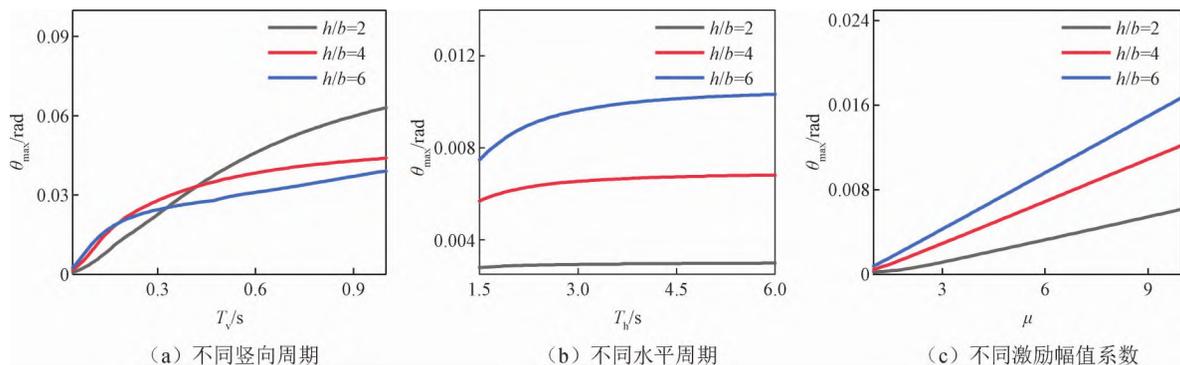


图7 上部结构最大角位移随竖向周期、水平周期、激励幅值系数的变化曲线

Fig.7 Changes in maximum angular displacements of superstructure with vertical period, horizontal period and excitation amplitude coefficient

3 摇摆状态界限分析

第2节中考虑了单一因素对 θ_{\max} 的影响,在此基础上通过将无量纲变量 μ 和 ω_p/p 作为纵坐标和横坐标研究摇摆分析图谱的特征。

3.1 摇摆界限计算方法

考虑结构摇摆过程中的运动状态,参照GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》对于橡胶支座拉应力的限制,上部结构摇摆角位移 θ 存在3个界限角:受拉临界状态角 θ_1 、受拉安全限值转角 θ_2 、倾覆临界状态转角 θ_3 。如图8所示,当 $\theta < \theta_1$ 时,隔震结构的支座未发生脱离;当 $\theta_1 < \theta < \theta_2$ 时,支座进入脱离状态;当 $\theta_2 < \theta < \theta_3$ 时,隔震结构进入摇摆状态;当 $\theta > \theta_3$ 时,隔震结构将呈现倾覆状态。

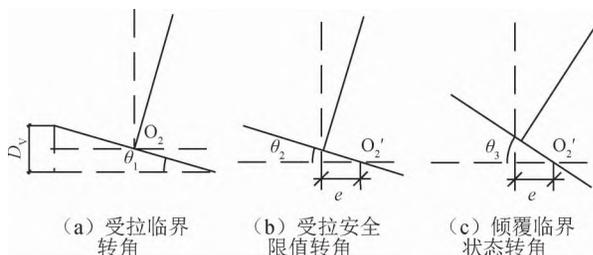


图8 临界状态角示意

Fig.8 Diagram of critical state

临界状态的界限角计算表达式^[12]为:

$$\begin{cases} \theta_1 = \frac{D_v}{b} \\ \theta_2 = \frac{D_u}{b} \\ \theta_3 = \frac{\pi}{2} - \tan^{-1} \frac{h}{e} \end{cases} \quad (10)$$

式中, D_v 为重力作用下支座的竖向压缩量, D_u 为远端支座受拉屈服时的位移量。

3.2 摇摆界限影响因素及公式拟合

根据Voyagaki等^[22]的研究, $\mu = 1$ 是使刚性地面上的刚体发生转动需要的最小外加激励幅值系数。为研究各参数对上部结构摇摆状态的影响,图9中给出了 h/b 、 α_v 、 α_h 、 T_v 、 T_h 变化时的摇摆谱。可见,外加激励具有不同的 ω_p/p 和 μ 时,上部结构具有相应的摇摆状态。图9a~9e中的L1边界、L2边界即为脱离界限和摇摆界限。图9a是 h/b 不同时的摇摆谱, h/b 的增大使得脱离界限和摇摆界限均向右下角移动,说明 h/b 的增加显著不利于摇摆响应的控制;图9b是 α_v 不同时的摇摆谱,随着 α_v 的增加,脱离界限不变化,图9b中灰色曲线为三种不同 α_v 工况下的脱离界限重合而成,摇摆界限略微向左上角移动,说明竖向屈重比的增加有利于摇摆响应的控制;图9c是 α_h 不同时的摇摆谱,随着 α_h 的增加,脱离界限和摇摆界限均向左上角移动,说明 α_h 的增加有利于摇摆响应的控制;图9d是 T_v 不同时的摇摆谱,随着 T_v 的增加,脱离界限和摇摆界限均显著地向右下角移动,并且在 $\omega_p/p < 10$ 、 $T_v > 0.5$ s时上部结构直接进入脱离、摇摆状态,说明 T_v 的增加不利于摇摆响应的控制;图9e是 T_h 不同时的摇摆谱,随着 T_h 的增加,脱离界限和摇摆界限均向右下角移动,当 $T_h < 4$ s时,界限移动显著,当 $T_h > 4$ s时,界限几乎不移动。

综合图9a~9e,摇摆谱中的界限先呈现水平线段之后呈斜线段发展,因此可以将界限近似为具有两段一次函数的分段函数。各参数对界限具有不同程度的影响,将脱离界限和摇摆界限拟合为图9f所示的两个分段函数,拟合数据的范围如表2所示。

如图9f中所示,摇摆谱由两条曲线分隔为3个部分,分别为未脱离区域、脱离区域和摇摆区域;两条曲线中,红色曲线为脱离界限,黑色曲线为摇摆界限,这两条曲线可分别由两条直线拟合而成。脱离界限的拟合函数为:

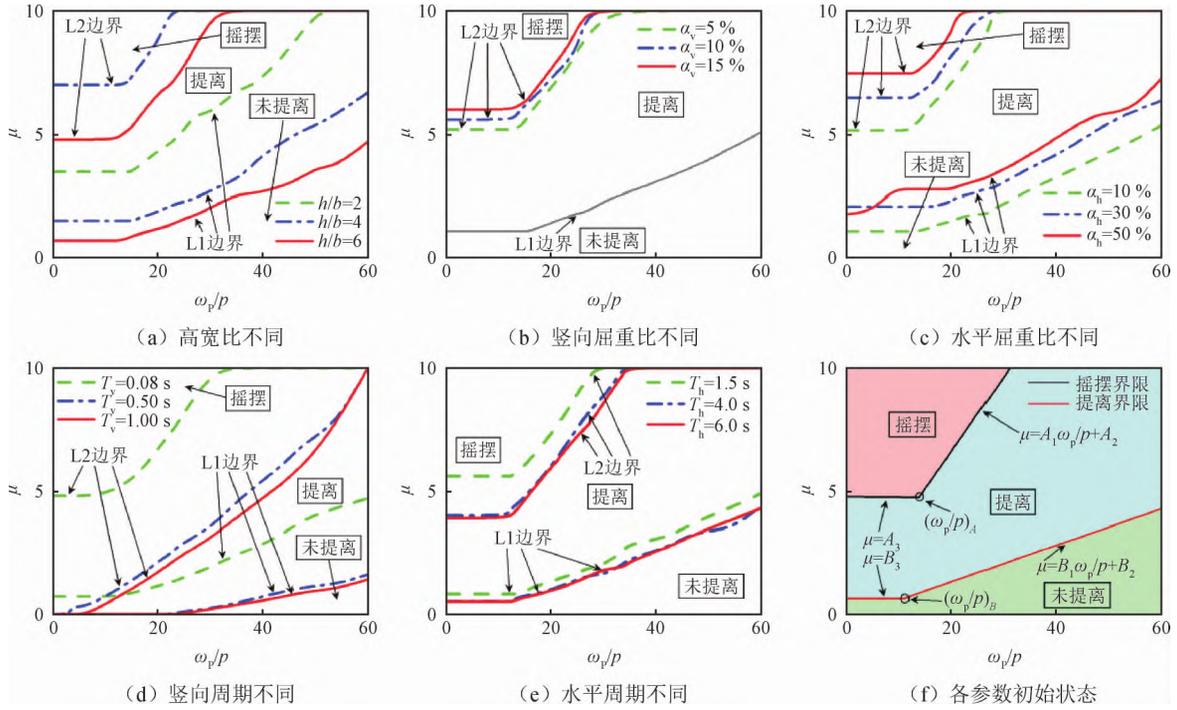


图9 不同参数下的摇摆谱

Fig.9 Swing spectrum at different states

$$\mu = \begin{cases} A_1 \cdot \omega_p/p + A_2 & (\omega_p/p < (\omega_p/p)_A) \\ A_3 & (\omega_p/p \geq (\omega_p/p)_A) \end{cases} \quad (11)$$

其中,

$$\begin{cases} A_1 = 0.214 - 0.021h/b + 0.058\alpha_h - 0.061T_v \\ A_2 = 1.001 - 0.284h/b + 2.418\alpha_h \\ A_3 = 4.433 - 0.620h/b + 4.484\alpha_h - 1.004T_v \end{cases} \quad (12)$$

综上,对于提高界限,5个参数的影响程度从大到小排列依次为 h/b 、 α_h 、 T_v 、 α_v 、 T_h 。摇摆响应随 h/b 的增加而增加;随 α_h 的增加而减小最显著,控制提高状态发生最有利的措施是减小 h/b ,增加 α_h 。

摇摆界限的拟合函数为:

$$\mu = \begin{cases} B_1\omega_p/p + B_2 & (\omega_p/p < (\omega_p/p)_B) \\ B_3 & (\omega_p/p \geq (\omega_p/p)_B) \end{cases} \quad (13)$$

其中,

$$\begin{cases} B_1 = 0.260 - 0.101T_v \\ B_2 = 2.235 - 4.763T_v + 4.604\alpha_h \\ B_3 = 11.597 - 1.067h/b + 5.699\alpha_h - 6.252T_v \end{cases} \quad (14)$$

对于摇摆界限,5个参数的影响程度从大到小排列依次为 T_v 、 α_h 、 h/b 、 T_h 、 α_v 。摇摆响应随 T_v 的增加而增加;随 α_h 的增加而减小最显著,控制摇摆状态发生最有利的措施是减小 T_v ,增加 α_h 。

在摇摆响应较小($\theta_{\max} < 0.006$)时,增加 h/b 会使 θ_{\max} 增加最显著;在摇摆响应较大($\theta_{\max} > 0.01$)时,

增加 T_v 会使 θ_{\max} 增加最显著;而不论何种情况下,增加 α_h 都是减小摇摆最有利的措施。

4 振动台试验验证

4.1 试验模型设计

原型钢结构高30 m,长和宽均为18.4 m,8层,层高3.7 m,对该高层结构进行缩尺试验,并根据弹性力相似比的设计原则,以及考虑承载能力、台面尺寸等振动台试验能力,拟定模型与原型结构长度相似比为 $S_l = 1/40$ 、加速度比 $S_a = 1/3.4$ 、应力比 $S_\sigma = 1$ 、时间比 $S_t = 3.39$ 、质量比 $S_m = 1/(6.0 \times 10^4)$ 。试验三维模型如图10所示,试验装置中上部框架结构高为750 mm,长、宽均为460 mm,总质量为26 kg,其中顶层、底层钢板质量均为7.86 kg,钢框架质量10.28 kg,框架梁柱截面尺寸均为10 mm × 10 mm;水平和竖向均采用线性隔震,隔震层为4组弹簧,每组弹簧由1个大弹簧和1个小弹簧并联而成。大弹簧平均螺旋直径为60 mm,压簧总圈数为7圈,原始长度为100 mm,横弹性系数为7000 kg/mm²,弹簧指数为12,节距为17。小弹簧平均螺旋直径为38 mm,压簧总圈数为7圈,原始长度100 mm,横弹性系数为7000 kg/mm²,弹簧指数为12.67,节距为18.2。根据文献[23]计算出每组弹簧组合的竖向刚度为7.494 N/mm,水平刚度为1.713 N/mm,组合弹簧布置于上部结构4个角点位

置,弹簧布置如图 10 所示。隔震层的竖向周期为 0.13 s,水平周期为 0.39 s。为了防止上部结构在试验过程中摇摆响应过大导致支座破坏进而发生倾覆,设计了外框架在试验时安装于内框架四周,如图 11 所示。

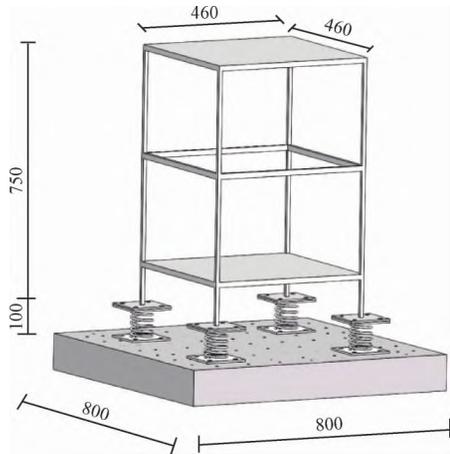


图 10 试验三维模型

Fig. 10 Three-dimensional test model

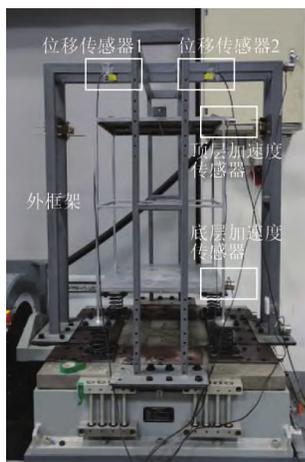


图 11 外框架及测点布置

Fig. 11 Arrangement of measurement points

4.2 试验加载及量测

试验中振动台为电动振动试验系统 DC-600,台面尺寸 800 mm × 800 mm,工作频率范围 5 ~ 2 000 Hz,试验负载 300 kg,最大速度 1.4 m/s,最大加速度(空载) 490 m/s²。试验中输入矩形激励,共计 12 种工况,如表 3 所示。

表 3 加载工况
Table 3 Loading conditions

工况编号	峰值加速度 a_{PD}/g	激励持续时间 t_g/ms
1,2,3	0.6	10,20,30
4,5,6	0.9	10,20,30
7,8,9	1.2	10,20,30
10,11,12	1.5	10,20,30

试验模型上布置 4 个传感器,分别为 2 个激光位移传感器和 2 个加速度传感器(图 11)。2 个激光位移传感器相距 34 cm,测量外框架到上部结构顶层两端的距离,从而计算得到摇摆角 θ 。2 个加速度传感器分别测量顶层水平加速度 $a_{ux} = a_u \cos\theta$ 和底层水平加速度 $a_{bx} = a_b \cos\theta$,其中 a_u 、 a_b 为传感器实测值, θ 为摇摆角,考虑到上部结构摇摆,所以对加速度由相应时刻的摇摆角 θ 在水平方向进行分解。

4.3 加速度响应

各工况下台面输入地震动峰值加速度和结构响应峰值如表 4 和表 5 所示,台面输入加速度峰值与设计地震动峰值基本吻合。图 12 是激励幅值 0.9g、1.2g,脉冲加载时间 30 ms 的模型顶层、底层加速度时程。脉冲输入的前 2 s 内出现了顶部加速度小于底部加速度的现象,其原因为: 1) 脉冲激励能量集中,加速度从台面至顶层传递需要时间; 2) 上部结构摇摆时,底层先出现响应,顶层由于惯性响应滞后。

表 4 不同加载工况下隔震结构峰值加速度对比(小激励幅值)

Table 4 Comparison of shock absorption of isolation structures (small earthquakes)

加载工况	a_{PD}/g	t_g/ms	a_{pg}/g	a_b/g	a_u/g	$\beta/\%$	θ_{max}/rad
1	0.6	10	0.61	0.17	0.07	41.2	0.20×10^{-2}
2	0.6	20	0.61	0.44	0.24	54.6	0.44×10^{-2}
3	0.6	30	0.59	0.51	0.46	90.2	0.62×10^{-2}
4	0.9	10	0.88	0.20	0.08	40.0	0.66×10^{-2}
5	0.9	20	0.90	0.49	0.33	67.4	0.71×10^{-2}
6	0.9	30	0.92	0.79	0.57	72.1	0.92×10^{-2}

注: a_{PD} 为设计峰值加速度; t_g 为加载时间; a_{pg} 为台面峰值加速度; a_b 为底层峰值加速度; a_u 为顶层峰值加速度; β 为顶层与底层峰值加速度比; θ_{max} 为最大摇摆角。

表 5 不同加载工况下隔震结构峰值加速度对比(大激励幅值)

Table 5 Comparison of shock absorption of isolation structures (major earthquakes)

加载工况	a_{PD}/g	t_g/ms	a_{pg}/g	a_b/g	a_u/g	$\beta/\%$	θ_{max}/rad
7	1.2	10	1.19	0.19	0.09	47.4	0.70×10^{-2}
8	1.2	20	1.21	0.52	0.35	65.4	0.89×10^{-2}
9	1.2	30	1.19	1.03	0.60	58.2	1.01×10^{-2}
10	1.5	10	1.51	0.29	0.11	37.9	1.06×10^{-2}
11	1.5	20	1.52	0.98	0.51	52.0	1.14×10^{-2}
12	1.5	30	1.49	1.24	0.70	56.5	1.30×10^{-2}

图 13 为顶层、底层峰值加速度比,由于上部结构摇摆,顶层加速度相较于底层加速度减小,顶层与底层峰值加速度比为 37.9% ~ 90.2%,减震效果显著。当加载时间达到 30 ms 时,脉冲输入能量越大,顶层峰值加速度响应越迅速,顶层、底层加速度比随加载时间的增加而递减,稳定在约 56%,说明上部框架结

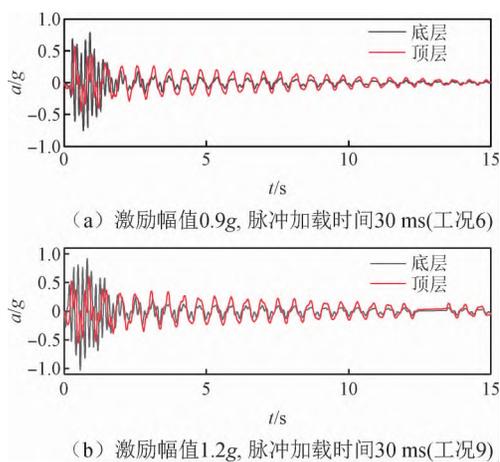


图 12 顶层、底层加速度时程对比
Fig. 12 Top and bottom acceleration time histories of two working conditions

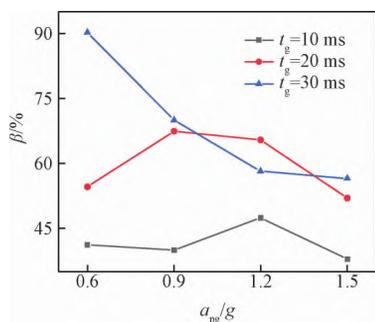


图 13 顶层与底层峰值加速度比
Fig. 13 Peak acceleration ratio of top to bottom

构适当的摇摆可以明显减小顶层的加速度,隔震性能充分发挥。

4.4 上部结构角位移

上部结构最大角位移是文中研究重点。利用第3节中所提方法对振动台试验进行模拟,得到的结果如图14所示,图中曲线为模拟得到的摇摆谱界限,圆形点为试验值,不同颜色代表相应摇摆状态。 θ_{max} 的变化范围为0.002~0.013 rad, θ_{max} 随加载时间线性

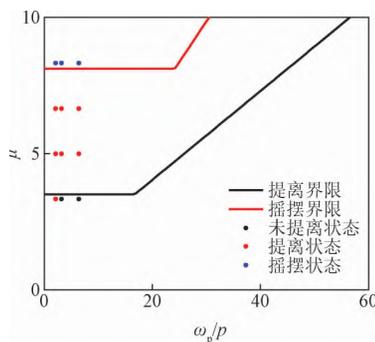


图 14 试验工况与界限的相对位置
Fig. 14 Position of test condition relative to boundary

增加。试验值基本全部落在模拟界限的相应区域中,模拟结果与试验结果略有误差,但总体上比较接近,模拟结果正确率为91.7%,精度尚可接受,证明了所提方法的有效性。

5 倾覆状态分析

相较于未提离、提离、摇摆状态的分析,倾覆状态的力学行为清晰,不需要进行时程分析,而从能量、冲量的角度予以研究。由于倾覆时上部结构的位移过大,相较于重力和惯性力做功,隔震层做功可以忽略。

当矩形激励输入时间 t_g 较小时,可以认为输入冲量完全转化为上部结构的动量。此时,上部结构受到的推覆力为 $F = ma_g$,上部结构的初速度为 $v_0 = Ft_g/m$,上部结构的倾覆由 v_0 过大引起。在 F 作用下的上部结构转动如图15所示。

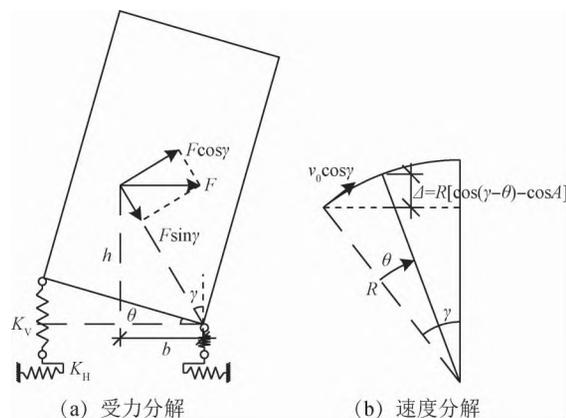


图 15 外力作用下上部结构的转动
Fig. 15 Rotating vector decomposition with force, velocity of superstructure under external force

图15中,水平方向矩形激励引起的 F 在转动方向的分量 $F \cos \gamma$ 导致了初速度 $v_0 \cos \gamma$ 。质心到角点的距离为 R ,初始时角速度为 ω_0 ,则

$$\omega_0 = \frac{v_0}{R} \cos \gamma \quad (15)$$

$$K = \frac{1}{2} I \omega_0^2 \quad (16)$$

其中, I 为上部结构绕角点转动时的转动惯量。

在上部结构转动过程中,上部结构的质心升高的高度为 Δ 。相较于重力做功,支座拉力做功很小,故忽略支座拉力做功,在这个过程中,上部结构受到外加激励而获得的转动动能完全转化为上部结构的重力势能,能量平衡方程为

$$\frac{1}{2} I \omega_0^2 = mg \Delta \quad (17)$$

化简为冲量形式,即

$$mv_0 = m \sqrt{\frac{3}{16}g \frac{D^3}{h^2} \left(\frac{2h}{D} \cos\theta + \frac{2b}{D} \sin\theta - \frac{2h}{D} \right)} \quad (18)$$

式中, D 为两倍的回转半径(即 $D = 2R$)。

当上部结构角位移 θ 达到倾覆角 γ , 上部结构倾覆时需要的冲量表示为

$$I_0 = m \sqrt{\frac{3}{16}g \frac{D^3}{h^2} \left(1 - \frac{2h}{D} \right)} \quad (19)$$

则使得上部结构可以倾覆时的推覆力 $F = I_0/t_g$, 此时激励幅值系数为

$$\mu = \sqrt{\frac{3 \left(\frac{h^2}{AR^2} + h^2 \right)^{3/2} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{1/(AR^2) + 1}} \right)}{2h^2 g t_g^2}} \quad (20)$$

倾覆需要的激励幅值系数 $\mu = F/(\gamma mg)$ 。图 16 是 μ 随外加激励持续时间 t_g 的变化趋势。图 17 是倾覆需要的激励幅值系数 μ 随高宽比 h/b 的变化趋势。由图 16、17 可知, 倾覆时需要的激励幅值系数随着上部结构体量的增加而增加, 随着 t_g 和高宽比的增加而减小。

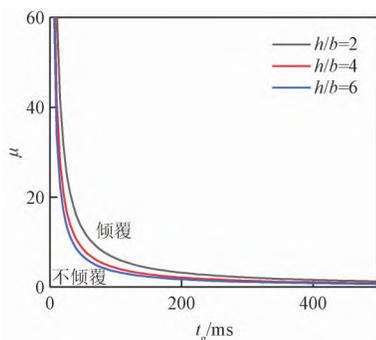


图 16 激励幅值系数 μ 随外加激励持续时间 t_g 变化

Fig. 16 μ varying with t_g

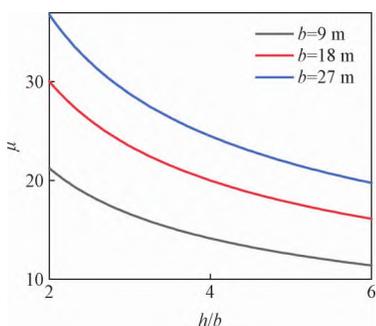


图 17 激励幅值系数 μ 随高宽比 h/b 变化

Fig. 17 μ varying with h/b

6 结论

1) 提出了基于简化刚体模型的高层隔震结构脱离摇摆状态的分类方法, 根据上部结构最大角位移

θ_{\max} 不同, 隔震结构摇摆状态可分为未脱离状态、脱离状态、摇摆状态和倾覆状态。

2) θ_{\max} 随竖向屈重比 α_v 、水平屈重比 α_h 、激励频率比 ω_p/p 的增加而减小; 随激励幅值系数 μ 、竖向周期 T_v 、水平周期 T_h 的增加而增加。 θ_{\max} 随激励幅值系数 μ 线性增加, 高宽比 h/b 越大, θ_{\max} 增加的速率越快。高宽比 h/b 较小 ($h/b < 3$) 时, 在 $\alpha_v = 10\%$ 和 $\alpha_h = 30\%$ 时, ω_p/p 对 θ_{\max} 没有影响, 并且此时 T_h 的变化对 θ_{\max} 也没有影响。

3) α_v 、 α_h 的增加有利于减小摇摆响应; 高宽比 h/b 、竖向周期 T_v 、水平周期 T_h 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 、 h/b , 增加 α_h 。

4) $\omega_p/p > 10$ 时, ω_p/p 才会对界限有影响; $\omega_p/p < 5$ 时, $\alpha_h = 50\%$ 的工况较 $\alpha_h = 30\%$ 的工况更容易进入脱离状态。

5) 上部结构倾覆时需要的 μ 随上部结构体量的增加而增加; 激励持续时间越长、高宽比越大, 倾覆需要的外加激励幅值越大。

参 考 文 献

- [1] 解全才, 马强, 张景发. 2016 年日本熊本 MW7.0 地震强震动记录特征分析 [J]. 地震研究, 2020, 43 (1): 125-133. (XIE Quancai, MA Qiang, ZHANG Jingfa. The characteristics of strong motion records of the Kumamoto MW 7.0 earthquake occurred on Apr. 16, 2016 [J]. Journal of Seismological Research, 2020, 43 (1): 125-133. (in Chinese))
- [2] 王兰民, 车爱兰, 王林. 日本北海道 6.7 级地震灾害特点与启示 [J]. 城市与减灾, 2019 (1): 1-8. (WANG Lanmin, CHE Ailan, WANG Lin. Disaster features and enlightenment of Hokkaido Ms 6.7 earthquake in Japan [J]. City and Disaster Reduction, 2019 (1): 1-8. (in Chinese))
- [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 Technology Development, 2020, 47 (3): 39-40. (in Chinese))
- [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. (in Chinese))
- [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. (in Chinese)
- [6] ZHANG J, MAKRIS N. Rocking response of free-standing blocks under cycloidal pulses [J]. Journal of Engineering Mechanics, 2001, 127(5) : 473-483.
- [7] MAKRIS N, ZHANG J. Rocking response of anchored blocks under pulse-type motions [J]. Journal of Engineering Mechanics, 2001, 127(5) : 484-493.
- [8] 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.
- [9] DIMITRAKOPOULOS E G, FUNG E D W. Closed-form rocking overturning conditions for a family of pulse ground motions [J]. Proceedings of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences, 2016, 472(2196) : 20160662.
- [10] 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. (in Chinese))
- [11] 李国强, 张文津, 王彦博, 等. 消能摇摆高位隔震结构体系的地震反应特性 [J]. 建筑结构学报, 2020, 41 (8) : 79-87. (LI Guoqiang, ZHANG Wenjin, WANG Yanbo, et al. Seismic response characteristics of high-level rocking isolation structural system coupled with energy dissipation [J]. Journal of Building Structures, 2020, 41(8) : 79-87. (in Chinese))
- [12] 叶烈伟, 韩淼, 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. (in Chinese))
- [13] 苗启松, 卜龙瑰, 閤东东, 等. 隔震建筑支座抗拉问题研究与应用 [J]. 建筑结构, 2019, 49(18) : 13-18. (MIAO Qisong, BU Longgui, GE Dongdong, et al. Research and application of tensile problem for building isolated bearing [J]. Building Structure, 2019, 49(18) : 13-18. (in Chinese))
- [14] 閤东东, 苗启松, 卜龙瑰, 等. 高烈度区带有提高装置隔震结构设计研究 [J]. 建筑结构, 2019, 49 (18) : 19-24. (GE Dongdong, MIAO Qisong, BU Longgui, et al. Research on design of base isolation structure with uplift device in high seismic fortification intensity region [J]. Building Structure, 2019, 49 (18) : 19-24. (in Chinese))
- [15] 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. (in Chinese))
- [16] 何文福, 李雪, 许浩, 等. 高层隔震结构提高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. (in Chinese))
- [17] 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 structure [D]. Beijing: Beijing University of Technology, 2003. (in Chinese))
- [18] 何文福, 黄一沈, 刘文光, 刘文燕. 高层隔震结构提高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, LIU Wenyan. 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. (in Chinese))
- [19] 曹海韵, 潘鹏, 吴守君, 等. 框架-摇摆墙结构体系中连接节点试验研究 [J]. 建筑结构学报, 2012, 33 (12) : 38-46. (CAO Haiyun, PAN Peng, WU Shoujun, et al. Experimental study of connections of frame-rocking wall system [J]. Journal of Building Structures, 2012, 33(12) : 38-46. (in Chinese))
- [20] PAN T C, KELLY J M. Seismic response of base-isolated structures with vertical-rocking coupling [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2010, 12(5) : 681-702.
- [21] PEROTTI F, DOMANESCHI M, GRANDIS S D. The numerical computation of seismic fragility of base-isolated Nuclear Power Plants buildings [J]. Nuclear Engineering & Design, 2013, 262: 189-200.
- [22] VOYAGAKI E, PSYCHARIS I N, MYLONAKIS G. Complex response of a rocking block to a full-cycle pulse [J]. Journal of Engineering Mechanics, 2014, 140(6) : 04014024.
- [23] 韩淼, 周锡元. 花瓣状弹簧弹性刚度的计算方法 [J]. 建筑科学, 1996, 12(4) : 24-30. (HAN Miao, ZHOU Xiyuan. The computation method for linear-elastic stiffness of petaloid springs [J]. Building Science, 1996, 12(4) : 24-30. (in Chinese))