

## 基于刚度比的基础隔震结构减震系数

尚守平, 王彦<sup>†</sup>

(湖南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410082)

**摘要:**水平向减震系数是隔震设计的重要指标. 将上部结构与隔震层刚度之比作为基本变量, 通过双自由度等效模型对减震系数的影响因素进行了理论研究. 通过振型分析计算了上部结构的等效转换系数, 推导了刚度比形式的内力和减震系数表达式, 分析了减震系数的影响因素, 计算了隔震结构满足减震系数要求所需的刚度比限值. 发现减震系数曲线存在不变量即基准曲线, 提出基准点概念. 结果表明, 刚度比和隔震层阻尼比是减震系数的决定因素, 减震系数随刚度比或隔震层阻尼比增大而减小; 当刚度比大于 4.5 或 8 时, 减震系数分别低于 0.5 或 0.4; 与 5 个工程实例对比, 减震系数表达式准确性较好. 成果整理成表格可供查阅.

**关键词:**基础隔震; 隔震结构; 刚度比; 减震系数

**中图分类号:** TU318; TU 973. 31 **文献标志码:** A

## Seismic Decrease Coefficient of Base Isolation Structure Based on Stiffness Ratio

SHANG Shouping, WANG Yan<sup>†</sup>

(College of Civil Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

**Abstract:** The Horizontal Seismic Decrease Coefficient (HSDC) is an important parameter in seismic isolated design. This paper investigates the influencing factors of HSDC theoretically in the Two-Degree-of-Freedom equivalent vibration system, in which the stiffness ratio of superstructure to isolation layer (SRSI) is regarded as a basic variable. The equivalent converting coefficient of the superstructure was calculated by mode-shapes analysis. The internal force and HSDC were both derived and expressed in SRSI, and then the influencing factors of HSDC were analyzed. The limits of SRSI, required for the seismic isolation structure to meet the requirements of HSDC, were calculated according to the design codes. The fixed curve of HSDC was found and defined as the Datum Curve, as well as the concept of Datum Points in HSDC was further proposed for design. The results show that: HSDC is determined by SRSI and the damping ratio of the isolation layer, and furthermore, HSDC decreases with the increase of SRSI and the damping ratio of the isolation layer; the HSDC is lower than 0.5 or 0.4 when SRSI is greater than 4.5 or 8, respectively; the HSDC's expression gives accurate estimates when comparing with 5 example projects. The results are arranged into tables for reference.

**Key words:** base isolation; isolation structure; stiffness ratio of superstructure to isolation layer; horizontal seismic

\* 收稿日期: 2022-01-28

基金项目: 国家“十二五”科技支撑计划项目(2015BAL03B01), the “12 th Five-Year” National Science and Technology Support Project (2015BAL03B01)

作者简介: 尚守平(1953—2022), 男, 山东黄县人, 湖南大学教授, 工学博士

<sup>†</sup> 通信联系人, E-mail: wy2013@hnu.edu.cn

mic decrease coefficient

目前隔震设计存在两部现行规范.《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)<sup>[1]</sup>(以下简称《抗规》)采用分部设计法,上部结构依据水平向减震系数确定降度水平.对多层结构,减震系数即隔震与非隔震各层层间剪力最大比值;对高层结构尚应考虑各层倾覆力矩最大比值,并取剪力比和力矩比的较大值.新颁《建筑隔震设计标准》(GB/T 51408—2021)<sup>[2]</sup>(以下简称《隔标》)采用含隔震层的整体设计法,以隔震与非隔震结构的底部剪力比确定是否降低抗震措施.两部规范虽有明显区别,但均将层间内力比作为一个考量指标,在新标准颁布之际对新老减震系数的对比研究具有现实意义.

许多学者对隔震结构进行了研究.祁皓等<sup>[3]</sup>研究了隔震结构的“高宽比”限值要求.付伟庆等<sup>[4]</sup>研究了高层隔震结构等效模型.杜永峰等<sup>[5]</sup>、周锡元等<sup>[6]</sup>、秦金旗等<sup>[7]</sup>研究了非比例阻尼结构体系的振动问题.薛彦涛等<sup>[8]</sup>基于能量法提出了振型阻尼比计算式.刘文光等<sup>[9]</sup>研究了《抗规》反应谱谱值对长周期隔震结构偏高的问题并提出了降低建议.尹传印等<sup>[10]</sup>对比分析了两部规范下隔震框架结构的地震响应和经济性.赖正聪等<sup>[11]</sup>通过上部结构等效梁模型研究了“刚度比”与减震系数关系并计算了数值解.

尚守平等<sup>[12]</sup>提出将上部结构与隔震层的刚度之比(隔震刚度比,简称刚度比)作为控制参数,基于性能研究了避免结构发生危险破坏形态(如支座位移超限先于上部结构屈服)的刚度比限值.以“刚度比”作为双自由度隔震模型的基本变量,构建了一种新的研究思路.目前有关“刚度比”的文献仍较少,概念定义与研究结果也不尽相同.

减震系数是体现隔震效率和经济性的关键参数,设计中一般需要通过反复计算调整才能获得理想结果,过程费时且缺乏相应理论指导.“刚度比”包含了隔震前、后的结构刚度特征,具备表达减震系数的基本条件,若能获得减震系数解析解,则可极大提高设计效率.现今已有研究多为数值解或定性结论,尚未见采用刚度比实现该目标的研究报道.以下拟从“刚度比”视角,以多高层隔震结构为对象,对这一

目标展开理论研究.

## 1 隔震结构等效双自由度体系

文献[12]已研究了将隔震结构等效为双自由度的方法,为形成完整印象,将过程简述于本节.

### 1.1 运动方程及基本参数

上部多自由度体系等效为单自由度体系与隔震层组合,形成等效双自由度体系,参数见图1.刚度比 $\lambda$ 、质量比 $\mu$ 、刚质比 $\psi_{b,u}$ 分别定义为:

$$\lambda = k_u/k_b, \quad (1)$$

$$\mu = m_u/m_b, \quad (2)$$

$$\psi_{b,u} = k_b/m_u. \quad (3)$$

式中:下角标u、b分别表示上部结构等效质点和隔震层. $k_u$ 、 $m_u$ 分别为上部结构等效质点的刚度和质量; $k_b$ 、 $m_b$ 分别为隔震层的刚度和质量.

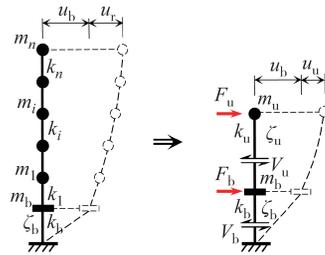


图1 等效双自由度体系

Fig.1 Equivalent TDOF system

双自由度隔震体系运动微分方程一般形式为:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}(t) + (\mathbf{C}_0 + \mathbf{C}_r)\dot{\mathbf{x}}(t) + \mathbf{K}\mathbf{x}(t) = -\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}_g. \quad (4)$$

式中:  $\mathbf{M} = \begin{bmatrix} m_b & 0 \\ 0 & m_u \end{bmatrix}$ ,  $\mathbf{K} = \begin{bmatrix} k_b + k_u & -k_u \\ -k_u & k_u \end{bmatrix}$ ,  $\mathbf{C}_r =$

$\begin{bmatrix} c_{br} & 0 \\ 0 & 0 \end{bmatrix}$ 为非比例阻尼的余项阻尼矩阵<sup>[5]</sup>;  $\mathbf{C}_0 = \alpha_u \mathbf{M} + \beta_u \mathbf{K}$ 为经典 Rayleigh 阻尼矩阵,  $c_{br} = (\alpha_b - \alpha_u) m_b + (\beta_b - \beta_u) k_b$ 为隔震层阻尼,  $\alpha_b$ 、 $\beta_b$ 、 $\alpha_u$ 、 $\beta_u$ 分别为隔震层和上部结构的 Rayleigh 阻尼系数;  $\mathbf{x}$ 为位移向量;  $\ddot{\mathbf{x}}_g$ 为地震地面加速度.式(4)不能直接解耦,但在振型耦联影响较弱的情况下,具有非比例阻尼的线性体系,采用强迫解耦法也能得到较准确的结果<sup>[6]</sup>.

将式(1)、式(2)代入双自由度动力学频率公式

可求得频率 $\omega_i$ 与周期 $T_i$ :

$$\omega_i^2 = \frac{k_b}{m_b} \tau_i(\lambda, \mu), \quad (5)$$

$$T_i = 2\pi \sqrt{\frac{m_b}{k_b \tau_i(\lambda, \mu)}}, \quad (6)$$

$$\tau_i(\lambda, \mu) = \frac{1}{2} \left[ \left( \lambda + 1 + \frac{\lambda}{\mu} \right) \pm \sqrt{\left( \lambda + 1 + \frac{\lambda}{\mu} \right)^2 - 4 \frac{\lambda}{\mu}} \right]. \quad (7)$$

式中: $i=1, 2$ ,求第1振型时( $i=1$ )式中取负号.

将式(1)、式(2)、式(5)、式(7)代入双自由度体系振型方程,可求得振型矢量 $\Phi_j$ 和振型参与系数 $\gamma_j$ :

$$\Phi_1 = [\phi_{11} \quad \phi_{21}]^T = [1 \quad 1 + 1/\lambda - \tau_1/\lambda]^T, \quad (8)$$

$$\Phi_2 = [\phi_{12} \quad \phi_{22}]^T = [1 \quad 1 + 1/\lambda + \tau_1/\lambda]^T, \quad (9)$$

$$\gamma_j = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{ij}}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{ij}^2}. \quad (10)$$

式中: $\Phi_j$ 为第 $j$ 阶振型矢量; $\phi_{ij}$ 为第 $j$ 阶振型第 $i$ 质点的振型系数; $\gamma_j$ 为第 $j$ 阶振型参与系数; $m_i$ 为第 $i$ 质点的质量.

### 1.2 振型阻尼比

对于非比例阻尼隔震结构,薛彦涛等<sup>[8]</sup>提出了适用于实振型分解反应谱法的等效振型阻尼比 $\xi_j$ 计算式,按本文符号规则将其表述为式(11).

$$\xi_j = \frac{\xi_b m_b \phi_{bj}^2 + \xi_u \sum_{i=1}^n m_i \phi_{ij}^2 + \phi_{bj} \sum_{i=1}^n m_i \phi_{ij} (\xi_b - \xi_u)}{m_b \phi_{bj}^2 + \sum_{i=1}^n m_i \phi_{ij}^2}. \quad (11)$$

式中: $\xi_j$ 为第 $j$ 阶振型阻尼比; $\xi_b$ 、 $\xi_u$ 分别为隔震层、上部结构的阻尼比; $\phi_{bj}$ 为第 $j$ 阶振型隔震层的振型系数.

### 1.3 隔震结构反应谱

《隔标》采用了刘文光等<sup>[9]</sup>建议的反应谱,修正了《抗规》长周期谱值偏高的问题.两者的区别见图2位移敏感段取值.

### 1.4 底部剪力的简化表达式

根据《抗规》振型分解反应谱法,双自由度等效模型计算质点的地震作用为

$$F_{ij} = \alpha_j \gamma_j \phi_{ij} G_i. \quad (12)$$

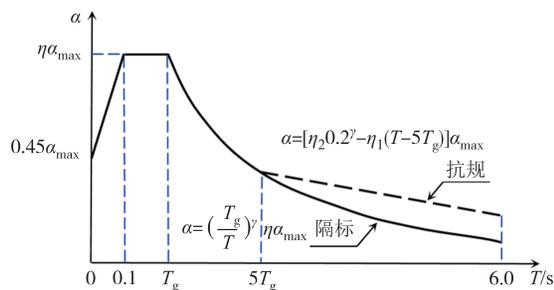


图2 反应谱对比

Fig.2 Comparison of reaction spectra

式中: $F_{ij}$ 为第 $j$ 阶振型第 $i$ 质点的地震作用; $\alpha_j$ 为第 $j$ 阶振型的地震影响系数; $G_i$ 为第 $i$ 质点的重力代表值.

双自由度等效模型的底部剪力既可由式(12)进行组合得到,也可用简化式(13)、式(14)表示<sup>[12]</sup>.在 $\mu \geq 6$ 、 $\lambda > 2$ 条件下,式(13)、式(14)计算值与式(12)进行“SRSS”组合所得结果相比,误差不超过4%<sup>[12]</sup>.由此对研究对象作出 $\mu \geq 6$ 的限定.

$$V_u = \alpha \mu m_b g, \quad (13)$$

$$V_b = \alpha (\mu + 1) m_b g. \quad (14)$$

式中: $V_u$ 、 $V_b$ 分别为上部结构、隔震层的底部剪力; $g$ 为重力加速度; $\alpha$ 为水平地震影响系数,根据基本周期 $T_1$ 和式(11)确定的振型阻尼比 $\xi_j$ 按《隔标》地震影响系数公式计算得到.

## 2 上部结构等效模型

依据基本振型等效的原则将上部结构多自由度体系(MDOF)按图3转换为单自由度体系(SDOF).此时,隔震体系上部结构受到的地震作用与非隔震体系有明显区别.简化前后两种体系的上部结构模型依据以下假定构建<sup>[12]</sup>:1)质点位移形状同基本振型;2)隔震体系下,上部结构地震作用按矩形分布;3)非隔震体系下,上部结构地震作用分布与振型系数成正比;4)等效前后的基底剪力相等;5)外力做

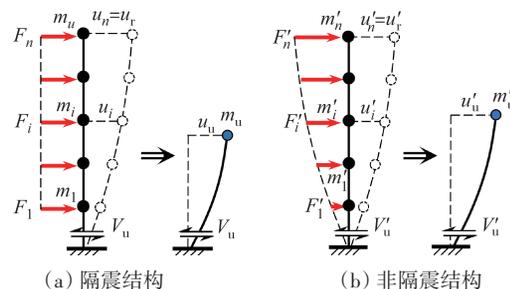


图3 上部结构等效模型

Fig.3 Equivalent mode of superstructure

功相等;6)各质点质量 $m_i$ 相同.

### 2.1 隔震体系上部结构等效为单自由度体系

MDOF体系转换为SDOF体系的过程详见文献[12],转换后的等效质量 $m_u$ 、振型参与系数 $\gamma_1$ 、等效位移 $u_u$ 为:

$$m_u = \sum_{i=1}^n m_i, \quad (15)$$

$$\gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^n m_i}{\sum_{i=1}^n m_i \phi_{i1}}, \quad (16)$$

$$u_u = u_v / \gamma_1. \quad (17)$$

式中: $u_v$ 为顶层位移; $\phi_{i1}$ 为第1阶振型第 $i$ 质点振型系数.

### 2.2 非隔震结构等效单自由度体系

对于非隔震结构,由假定3可知质点加速度 $a_i$ 与质点位移 $u_i$ 成正比[见图3(b)],再依据文献[12]转换原理进行相同推导,可得到一般非隔震结构等效单质点体系的常见表达式:

$$\gamma_1' = \frac{\sum_{i=1}^n m_i' \phi_{i1}'}{\sum_{i=1}^n m_i' \phi_{i1}'^2}, \quad (18)$$

$$u_i' = \phi_{i1}' u_v', \quad (19)$$

$$u_u' = u_v' / \gamma_1', \quad (20)$$

$$m_u' = \frac{\left( \sum_{i=1}^n m_i' \phi_{i1}' \right)^2}{\sum_{i=1}^n m_i' \phi_{i1}'^2}. \quad (21)$$

式中:上角标“'”表示非隔震体系, $\gamma_1'$ 为非隔震体系第1阶振型参与系数; $\phi_{i1}'$ 、 $u_i'$ 、 $m_i'$ 分别为非隔震体系第1阶振型第 $i$ 质点的振型系数、位移、质量; $u_v'$ 为非隔震体系的顶层位移; $u_u'$ 、 $m_u'$ 分别为非隔震体系等效质点的位移、质量.

Chopra<sup>[13]</sup>分析了普通框架结构高阶振型在底部总剪力中的占比问题,得到高阶振型占比随基本周期 $T_1'$ 增大而增加的结论. $T_1'$ 位于反应谱加速度敏感区的结构可以忽略高阶振型影响,位于速度敏感区的结构用前两阶振型已经具有足够精度,位于位移敏感区的结构则需考虑更多高阶振型.同时也按梁柱线刚比分类分析了剪切型、弯剪型、弯曲线三类结

构的高阶振型占比,其中剪切型占比最小,弯曲线占比最大.因此,单自由度等效模型对于高阶振型占比较多的情况存在较大误差.

根据Chopra提供的高阶振型占比曲线趋势结合试算,将第1阶振型底部剪力乘以剪力放大系数 $\varphi$ 来表示所有振型底部总剪力.考虑到非隔震结构基本周期 $T_1'$ 一般不超过2s,同时该区间内高阶振型占比曲线变化较为稳定,为简化起见均取周期为2s左右的值作为上限分析.对于振型为剪切、弯剪、弯曲线变形的三类结构,放大系数 $\varphi$ 分别可取1.1、1.28、1.45.

### 2.3 质点等效高度

上部结构质点等效高度主要影响底部等效倾覆力矩,可根据图3模型及假定2~4推得.

对于隔震结构,因假定2所述上部结构水平地震作用为矩形分布,等效高度 $H_{\text{eff}}$ 可取合力点位置(即0.5倍总高度).考虑到实际地震作用为梯形分布,根据振型系数进行计算, $H_{\text{eff}}$ 略有增加.

对于非隔震结构,结合假定3及图3(b),根据等效前后基底倾覆力矩相等原则可知:

$$\sum_{i=1}^n m_i' a_i' H_i' = m_u' a_u' H_{\text{eff}}'. \quad (22)$$

式中: $a_i'$ 、 $H_i'$ 分别为非隔震体系第 $i$ 层质点的反应加速度和高度; $a_u'$ 、 $H_{\text{eff}}'$ 分别为非隔震体系上部结构等效质点的反应加速度和高度.

由式(19)、式(20)、式(22)和假定3可得到非隔震结构等效上部质点的高度 $H_{\text{eff}}'$ 为

$$H_{\text{eff}}' = \frac{\gamma_1' \sum_{i=1}^n m_i' \phi_{i1}' H_i'}{m_u'}. \quad (23)$$

等效高度计算结果标注于图4.

### 2.4 等效转化系数

上部结构侧向位移形状采用谐函数近似表示,剪切、弯剪、弯曲线三类振型均以1/4周期谐函数为基础进行构建,形状见图4.经对比分析,构建的弯曲线振型与弯曲线1阶振型基本相符;剪切型振型与底部层高大于标准层的10层框架结构实际振型接近,稍大于等层高的10层框架结构振型.构建的振型大体能反映三类结构变形特点.将顶部振型系数 $u_v$ 归一化,依据式(15)~(21)可算得上部结构等效为单自由度体系的质量、位移、刚度转换系数,即转换前后的

比例关系.三种位移形式的隔震及非隔震结构等效质点位置标于图4.

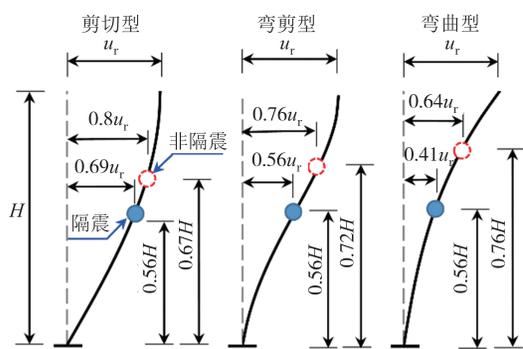


图4 结构振型与等效质点位置

Fig.4 Structure mode and equivalent particle position

将转换前的上部结构称为原结构,以非隔震体系下剪切振型为例说明:质量、位移、刚度、高度转换系数分别为  $\chi(m'_u)=0.85$ 、 $\chi(u'_u)=0.8$ 、 $\chi(k'_u)=1.25$ 、 $\chi(H'_{eff})=0.67$ ,表示等效质点的质量为0.85倍原结构总质量( $m'_u=0.85\sum_{i=1}^n m'_i$ );位移为0.8倍原结构顶层位移( $u'_u=0.8u'_r$ );因底部剪力相等,等效质点的刚度为 $1/0.8=1.25$ 倍原结构顶层刚度( $k'_u=1.25k'_i$ );高度为0.67倍原结构总高度( $H'_{eff}=0.67H$ ).转换系数和有关的振型计算数据列于表1,可结合式(15)~(21)进行验证.

表1中剪切型结构系数 $\chi(m'_u)$ 为0.85,按式(30)

表1 等效转换系数  $\chi$   
Tab.1 Equivalent conversion coefficient

转化体系	参数	来源说明	剪切型	弯剪型	弯曲型
振型数据 (n=10)	$\sum_{i=1}^n \phi_{i1}$	振型计算	6.85	5.57	4.15
	$\sum_{i=1}^n \phi_{i1}^2$	振型计算	5.50	4.21	2.66
	$\sum_{i=1}^n \phi_{i1} H_i$	振型计算	4.56	4.01	3.14
非隔震	$\chi(m'_u)$	式(21)	0.85	0.74	0.65
	$\gamma'_1$ 或 $\chi(k'_u)$	式(18)	1.25	1.32	1.56
	$\chi(u'_u)$	式(20)	0.80	0.76	0.64
	$\chi(k'_u/m'_u)$	$\chi(k'_u)/\chi(m'_u)$	1.46	1.80	2.41
	$\chi(H'_{eff})$	式(23)	0.67	0.72	0.76
隔震	$\chi(m_u)$	式(15)	1	1	1
	$\gamma_1$ 或 $\chi(k_u)$	式(16)	1.46	1.80	2.41
	$\chi(u_u)$	式(17)	0.69	0.56	0.41
	$\chi(k_u/m_u)$	$\chi(k_u)/\chi(m_u)$	1.46	1.80	2.41
	$\chi(H_{eff})$	2.3节说明	0.56	0.56	0.56

注:1)表中数据无量纲;2) $\chi(m_u)$ 表示 $m_u$ 项的转换系数,余类推.

~(32)计算非隔震结构基底剪力时,与《抗规》底部剪力法相同,放大系数 $\varphi$ 的作用则与顶部附加水平力类似,因此计算结果与底部剪力法基本相同,部分验证了方法的合理性.

### 3 减震效率

考虑到适于隔震的多高层结构隔震前基本周期一般约为0.5~2 s,基本位于反应谱速度敏感段,为降低复杂性,主要对此范围内的结构进行研究.

#### 3.1 剪力比

非隔震结构基本周期 $T'_1$ 可表示为

$$T'_1 = 2\pi \sqrt{m'_u/k'_u}. \quad (24)$$

若令

$$f_1(\lambda, \mu) = \frac{\mu\tau_i(\lambda, \mu)}{\lambda}, \quad (25)$$

文献[12]已证明当 $\mu > 6$ 时, $f_1(\lambda, \mu)$ 对参数 $\mu$ 变化的敏感性很低,可简化为式(26).

$$f_1(\lambda) = \frac{1}{\lambda + 1}. \quad (26)$$

由式(1)(2)(6)(25)(26)可得隔震结构周期 $T_1$ 为:

$$T_1 = 2\pi \sqrt{\frac{m'_u}{k'_u} \times \frac{\lambda}{\mu\tau_i(\lambda, \mu)}} = T'_1 \sqrt{\frac{1}{f_1(\lambda)}}. \quad (27)$$

根据地震影响系数表达式,隔震结构水平影响系数 $\alpha$ 和上部结构等效底部剪力 $V_u$ 分别为:

$$\alpha = \left(\frac{T_g}{T_1}\right)^\gamma \eta_2 \alpha_{\max} = \left(\frac{T_g}{2\pi \sqrt{\frac{k'_u}{m'_u} \cdot \frac{\mu\tau_i}{\lambda}}}\right)^\gamma \eta \alpha_{\max}; \quad (28)$$

$$V_u = \left(\frac{T_g}{2\pi \sqrt{\frac{k'_u}{m'_u} f_1(\lambda)}}\right)^\gamma \eta \alpha_{\max} m'_u g. \quad (29)$$

式中: $T_g$ 为特征周期; $\gamma$ 为反应谱衰减指数; $\eta$ 为阻尼调整系数; $\alpha_{\max}$ 为地震影响系数最大值.

位于反应谱速度敏感段的结构需考虑高阶振型将底部剪力放大,非隔震体系水平地震影响系数及等效底部剪力分别为:

$$\alpha' = \left(\frac{T_g}{T'_1}\right)^{0.9} \alpha_{\max} = \left(\frac{T_g}{2\pi \sqrt{\frac{k'_u}{m'_u}}}\right)^{0.9} \alpha_{\max}; \quad (30)$$

$$V'_u = \varphi \left(\frac{T_g}{2\pi \sqrt{\frac{k'_u}{m'_u}}}\right)^{0.9} \alpha_{\max} m'_u g, \quad \frac{k'_u}{m'_u} < \frac{4\pi^2}{T_g^2}. \quad (31)$$

低层建筑物结构基本周期可能位于反应谱加速度敏感段( $T'_1 \leq T_g$ ),不需考虑高阶振型,非隔震体系

等效底部剪力为

$$V'_u = \alpha_{\max} m'_u g, \frac{k'_u}{m'_u} \geq \frac{4\pi^2}{T_g^2}. \quad (32)$$

注意到原结构转换为等效隔震与非隔震体系的转换系数有如下关系:

$$\frac{k_u/m_u}{k'_u/m'_u} = \frac{\chi(k_u/m_u)}{\chi(k'_u/m'_u)} = 1, \quad (33)$$

$$\frac{m_u}{m'_u} = \frac{\chi(m_u)}{\chi(m'_u)} = \frac{1}{\chi(m'_u)}. \quad (34)$$

对于多高层结构,隔震与非隔震体系剪力比为

$$\frac{V_u}{V'_u} = \left( \frac{T_g}{2\pi} \sqrt{\psi_{b,u}} \lambda \right)^{\gamma-0.9} f_1^{\frac{\gamma}{2}}(\lambda) \eta \frac{\chi(m_u)}{\varphi \chi(m'_u)}. \quad (35)$$

由于周期表达式更方便,式(35)也可表示为

$$\frac{V_u}{V'_u} = \left( \frac{T_g}{T'_1} \right)^{\gamma-0.9} f_1^{\frac{\gamma}{2}}(\lambda) \eta \frac{1}{\varphi \chi(m'_u)}. \quad (36)$$

表1转换系数及放大系数在三种假定振型条件下,乘积 $\varphi \chi(m'_u)$ 的值均接近0.94,误差小于2%.故三种振型情况可合并表示,式(36)可近似简化为

$$\beta = \frac{V_u}{V'_u} = 1.064 \left( \frac{T_g}{T'_1} \right)^{\gamma-0.9} f_1^{\frac{\gamma}{2}}(\lambda) \eta, \quad T_g \leq T'_1 \leq 5T_g. \quad (37)$$

由于低层结构不是本文主要研究对象,故不对非隔震周期 $T'_1 < T_g$ 的结构作进一步讨论.

### 3.2 倾覆力矩比

隔震与非隔震结构的倾覆力矩比可表示为

$$\frac{M_u}{M'_u} = \frac{V_u H_{\text{eff}}}{V'_u H'_{\text{eff}}} = \frac{V_u \chi(H_{\text{eff}})}{V'_u \chi(H'_{\text{eff}})} < \frac{V_u}{V'_u}. \quad (38)$$

式中: $M_u$ 、 $M'_u$ 分别为隔震、非隔震结构倾覆力矩.由表1可知, $\chi(H_{\text{eff}})/\chi(H'_{\text{eff}})$ 恒小于1,一般情况下,倾覆力矩比小于剪力比,对减震系数不起控制作用,《隔标》不再沿用《抗规》有关倾覆力矩比的要求是合理的.以下减震系数 $\beta$ 均表示剪力比.

### 3.3 减震系数曲线

根据式(37)计算得到减震系数曲线,结果见图5,减震系数随刚度比增大而减小,同时也随隔震层阻尼比增大而减小.

《抗规》规定水平向减震系数 $\beta < 0.4$ 时(有阻尼器时 $\beta < 0.38$ ),上部结构地震作用及抗震措施可相应降低一度,此时需满足 $\lambda > 1.7 \sim 8$ ,一般不难达到;若要 $\beta < 0.27$ 以达到降低一度半的目标,需满足 $\lambda > 8 \sim 20$ ,对于较高隔震结构有明显困难.隔震层阻尼比 $\xi_b$ 对减震系数也有十分显著的影响, $\xi_b$ 从0.05提高到0.15

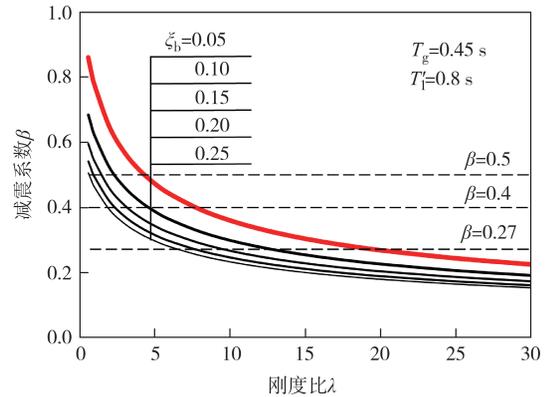


图5 减震系数曲线

Fig.5 Curve of the horizontal seismic decrease coefficient

时,对应 $\beta < 0.4$ 需要的刚度比从8降到3.3,继续提高阻尼比则幅度明显降低.

《隔标》6.1.3条要求当剪力比不大于0.5时,隔震层以上结构可降低(不超过1度)按本地区设防烈度采取的抗震措施.从图5中可看出《隔标》对应刚度比的要求明显低于《抗规》,隔震结构的适用范围相对更广.

### 3.4 减震系数基准曲线与基准值

当隔震层阻尼比为0.05时将出现特例, $\gamma$ 值为0.9, $\eta$ 值为1,此时式(37)可表示为式(39),其曲线形状见图6,在图5中则位于曲线簇的最上方.

$$\beta = \frac{V_u}{V'_u} = 1.064 f_1^{0.45}(\lambda), \quad T_g \leq T'_1 \leq 5T_g. \quad (39)$$

式(39)所示曲线仅由刚度比 $\lambda$ 确定,曲线位置固定,将其定义为减震系数基准曲线.

图6中,对应某 $\beta$ 值的水平线与基准曲线的交点定义为减震系数基准点,相应的刚度比 $\lambda$ 定义为刚度比基准值 $\lambda_{st}$ .由式(26)(39), $\lambda_{st}$ 可表示为:

$$\lambda_{st}(\beta) = 1.148/\beta^{2.22} - 1, \quad T_g \leq T'_1 \leq 5T_g. \quad (40)$$

基准值 $\lambda_{st}$ 仅与 $\beta$ 有关,满足 $\lambda > \lambda_{st}$ 且 $\xi_b \geq 0.05$ 的隔震结构将确定能满足对应减震系数要求,具有普遍性和便捷性.6层以上隔震结构极少有完全不需要阻尼支座降低最大位移的情况,故 $\xi_b \geq 0.05$ 的条件在绝大部分情况下可成立.当 $\beta$ 按规范相应取0.5、0.4、0.27时,基准值 $\lambda_{st}$ 分别为4.5、8、20.

### 3.5 减震系数与隔震前周期

根据式(37)也可得到周期比表达的减震系数曲线,结果见图7.

可看出在 $\lambda$ 值不变条件下,当 $\xi_b = 0.05$ 时, $\beta$ 为定值;当 $\xi_b > 0.05$ 时,减震系数 $\beta$ 随 $T'_1/T_g$ 的增大而缓慢增大,隔震前的周期越小减震系数 $\beta$ 越低.

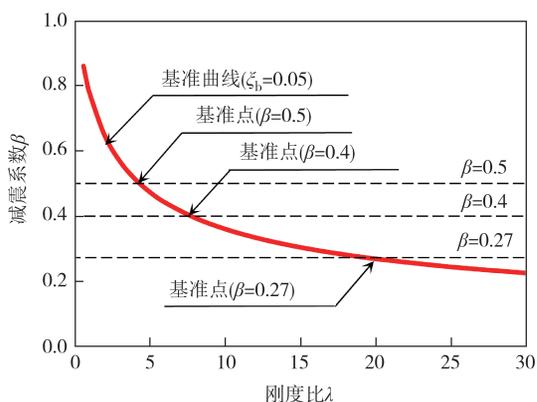


图6 基准曲线与基准点

Fig.6 Datum curve and datum point

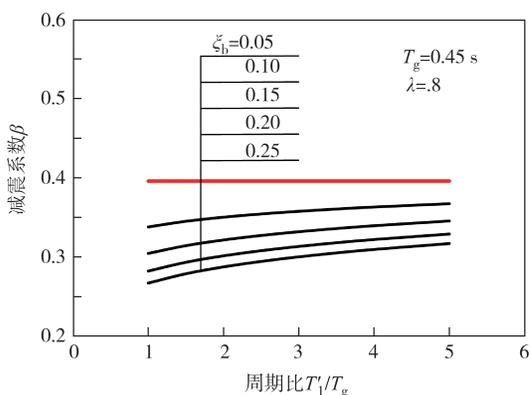


图7 阻尼比、周期比对减震系数的影响

Fig.7 Influence of damping ratio and period ratio on the horizontal seismic decrease coefficient

### 3.6 最小刚度比限值

在  $T_1/T_g=1\sim 5$  范围内,采用式(37)计算《抗规》和《隔标》降低一度所需最小刚度比限值,结果列于表2中.由表2中数据可看出,最小刚度比限值随阻尼比  $\xi_b$  增大而减小,随周期比  $T_1/T_g$  增大而增大.实际工程中  $\xi_b$  多在 0.1~0.2 之间,当  $\xi_b=0.15$  时,《抗规》刚度比限值范围在 3.8~5.4 之间,《隔标》则位于 2.1~2.9 之间.在  $T_1/T_g$ 、 $\xi_b$  相同的条件下,《抗规》刚度比限值约为《隔标》的 1.8~1.9 倍.《隔标》明显降低了刚度比要求和适用门槛.

### 4 实例对比

收集整理8栋隔震设计实例数据<sup>[14-21]</sup>,用以验证减震系数估算式(37),部分数据不全但有参考价值的实例也一并列于表3.由于文献资料只给出层间位移角和隔震层位移,故采用层间位移角反算上部结构位移,再通过相同工况的隔震层位移由式(41)估算刚度比<sup>[12]</sup>,最终由式(37)算得减震系数.

表2 最小刚度比限值

Tab.2 Minimum stiffness ratio limit

限值	$T_1/T_g$	$\xi_b$				
		0.05	0.10	0.15	0.20	0.25
《隔标》 $\beta < 0.5$	1	4.5	2.8	2.1	1.7	1.4
	2	4.5	3.1	2.4	2.0	1.7
	3	4.5	3.3	2.6	2.2	1.9
	4	4.5	3.4	2.8	2.3	2.1
	5	4.5	3.5	2.9	2.5	2.2
《抗规》 $\beta < 0.4$	1	8.0	5.1	3.8	3.1	2.6
	2	8.0	5.6	4.4	3.7	3.2
	3	8.0	6.0	4.8	4.1	3.6
	4	8.0	6.2	5.1	4.5	3.9
	5	8.0	6.4	5.4	4.7	4.2

注:1)表中数值均无量纲;2)未列项可用线性内插获得.

$$\lambda = \frac{\mu}{\mu + 1} \cdot \frac{u_b}{u_r} \cdot \gamma_1 \quad (41)$$

式中:  $u_b$ 、 $u_r$  含义见图1;  $\gamma_1$  取值见表1.

实例1~6的水平位移及位移比  $u_b/u_r$  绘于图8,除实例5的位移比  $u_b/u_r$  为 2.3 外,其余均处于 3~6 之间.由式(41)算得刚度比  $\lambda$  列于表3,除实例5外  $\lambda$  均处于 6~9 之间,反映了一般情况下刚度比的大致范围.实例5位移比、刚度比均偏小的原因是设计时执行的是 2002 版规范,受到支座间距不超过 2 m 的限制,支座最大直径仅为 600 mm 致使隔震层允许位移过小.从另一方面看,当隔震结构采用小刚度比时仍有减震效果,只是减震系数偏大,实例5在《抗规》中减震系数不够理想,但符合《隔标》要求,估算值准确反映了该特殊情况.

由于 2.2 节非隔震结构底部剪力取上限,减震系数估算值则为下限,因此,一般情况下估算值大概率

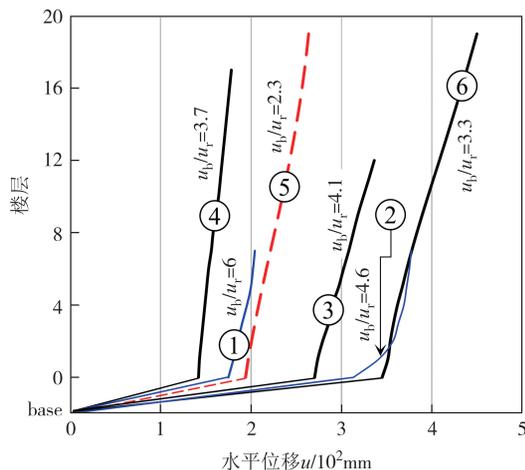


图8 实例参考位移

Fig.8 Reference drift of example projects

小于实际值.由于减震系数时程分析计算值随地震波选择而变,下限估算值对此有一定容错率.当计算值低于估算值时应注意计算结果可能存在问题,防止高估减震效果引发安全问题,因此,估算值更适于排除不合理结果.

实例工程数据和按式(37)估算减震系数的结果列于表3.减震系数估算值与实际值的误差在-6.6%~1%之间,对特例反应较灵敏.从表3仅有实例4实际值大于估算值1%来看,估算值较稳定地保持小于真实值.实例4位于9度(0.4g)高烈度区,减震系数满足要求的难度明显高于8度区,为此,实例4全部支座

均采用铅芯阻尼橡胶支座以获取更好的减震效果.

按基准值设计是实现较低阻尼隔震层满足减震系数要求的捷径.实例1满足基准值要求( $\lambda=8.8>8$ ),40%的隔震支座采用铅芯阻尼橡胶支座,雅安7.0级地震(2013年)证明了其可靠性;实例2刚度比小于基准值( $\lambda=6.7<8$ ),在减震系数相差不大的情况下,有阻尼支座占比为76%.

表3实例高度从23.7 m到99.7 m,设防烈度从7度到9度,包括框架、框-剪、短肢剪力墙等结构类型,列出的隔震结构位移、刚度比、减震系数等数据具有一定的代表性和参考价值.

表3 实例减震系数估算

Tab.3 Estimation of the horizontal seismic decrease coefficient from example projects

编号	项目名称	结构类型	主体高度H/m	层数	设防烈度	特征周期 $T_g/s$	隔震层刚度 $k_b/(kN \cdot mm^{-1})$	隔震层阻尼比 $\xi_b$	隔震前周期 $T_1/s$	隔震后周期 $T_2/s$	$u_b/l$ mm	$u_t/l$ mm	$\gamma_1$	$\lambda$	减震系数 $\beta$		误差/ %
															实际值	估算值	
1	芦山县医院门诊楼 <sup>[14]</sup>	框-剪	23.7	6	7度 (0.15g)	0.40	90.8	0.140	1.221	2.797	175	29	1.46	8.8	0.348	0.325	-6.6
2	云南省博物馆新馆 <sup>[15]</sup>	框架	37.2	7	8度 (0.3g)	0.55	422.6	0.232	1.077	3.758	313	68	1.46	6.7	0.329	0.311	-5.5
3	阿图什市医院病房楼 <sup>[16]</sup>	框-剪	44.6	11	8度 (0.3g)	0.45	98.4	0.201	<u>1.000</u>	—	270	66	1.80	7.4	0.300	<u>0.301</u>	—
4	昆明东川区商住楼 <sup>[17]</sup>	剪力墙	53.7	17	9度 (0.4g)	0.40	91.8	0.250	1.008	2.881	142	38	1.80	6.8	0.310	0.313	1.0
5	成都凯德风尚住宅楼 <sup>[18]</sup>	剪力墙	56.9	19	7度 (0.1g)	0.45	54.8	0.147	1.690	2.930	191	82	1.80	4.2	0.440	0.429	-2.5
6	唐山某高层住宅 <sup>[19]</sup>	剪力墙	52.5	19	8度 (0.3g)	0.55	100.8	0.184	1.156	2.918	345	104	1.80	6.0	0.360	0.343	-4.7
7	玉溪公租房B户型 <sup>[20]</sup>	剪力墙	94.7	31	8度 (0.2g)	0.55	53.3	0.187	1.536	4.412	459	—	1.80	<u>6.0</u>	0.370	<u>0.352</u>	—
8	昆明天湖景秀住宅 <sup>[21]</sup>	剪力墙	99.7	32	8度 (0.2g)	0.45	59.7	0.168	1.507	4.673	467	—	1.80	<u>6.0</u>	0.368	<u>0.365</u>	—

注:1)表中下划线数据如“6.0”表示缺资料、推测值、仅供参考.2)表中 $\lambda$ 值由式(41)确定, $\beta$ 估算值由式(37)确定.3)实例均依据《抗规》.4) $\gamma_1$ 取值依据图8位移形状,实例1、2宜按剪切型振型取 $\gamma_1=1.46$ ;其余宜按弯剪型取 $\gamma_1=1.80$ .

## 5 结论

刚度比具有明确的物理意义,从刚度比的角度分析等效双自由度隔震体系具有简便可行的特点,推得的减震系数表达式近似解析解,可揭示隔震体系内在的规律,以下结论可为隔震体系的设计和后续研究提供参考.

1)图5、图7表明减震系数 $\beta$ 随刚度比 $\lambda$ 增大快速降低,随隔震层阻尼比 $\xi_b$ 增大明显减小,随隔震前周期增大而缓慢增大. $\xi_b$ 越小,增加 $\xi_b$ 产生的减震系

数降幅越高,反之越低.

2)减震系数表达式(37)具有形式简明、趋势合理的优点.表3实例对比结果表明,式(37)估算值基本保持小于实际值,最大误差为-6.6%,有较好的准确性和稳定性,适于检验计算结果是否高估减震效果,避免导致安全问题.

3)基准曲线、基准值对所有基础隔震结构是相同的.表3实例1、2对比表明,多层隔震结构按刚度比大于基准值( $\lambda>\lambda_{st}$ )设计是满足减震系数要求的捷径,同时可减少阻尼隔震支座的占比;高层隔震结构除应满足式(37)外,宜按性能要求<sup>[12]</sup>控制 $\lambda>4$ .表3

实例的合理刚度比约在6~9之间。

4)《隔标》相对于《抗规》在剪力比上放松限制条件,客观上降低了刚度比的要求,扩大了隔震结构适用范围,有利于隔震体系应用在高层结构。

## 参考文献

- [1] 建筑抗震设计规范:GB 50011—2010[S].北京:中国建筑工业出版社,2010.  
Code for seismic design of buildings: GB 50011—2010 [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [2] 建筑隔震设计标准:GB/T 51408—2021[S].北京:中国计划出版社,2021.  
Code of design for seismic isolated buildings: GB/T 51408—2021 [S]. Beijing: China Planning Press, 2021. (in Chinese)
- [3] 祁皓,范宏伟.基础隔震结构高宽比限值研究[J].建筑结构学报,2004,25(6):52-58.  
QI A, FAN H W. Research on the height-width ratio of base isolated structure [J]. Journal of Building Structures, 2004, 25 (6): 52-58. (in Chinese)
- [4] 付伟庆,刘文光,王建,等.高层隔震结构的等效简化模型研究[J].地震工程与工程振动,2005,25(6):141-145.  
FU W Q, LIU W G, WANG J, et al. Research on equivalent simplified model of high-rise isolated structure [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2005, 25 (6): 141-145. (in Chinese)
- [5] 杜永峰,徐天妮,包超,等.考虑非比例阻尼的基础隔震结构非线性反应谱研究[J].振动与冲击,2016,35(17):207-212.  
DU Y F, XU T N, BAO C, et al. Nonlinear response spectra for base-isolated structures with non-proportional damping [J]. Journal of Vibration and Shock, 2016, 35 (17): 207-212. (in Chinese)
- [6] 周锡元,俞瑞芳.非比例阻尼线性体系基于规范反应谱的CCQC法[J].工程力学,2006,23(2):10-17.  
ZHOU X Y, YU R F. CCQC method for seismic response of non-classically damped linear system based on code response spectra [J]. Engineering Mechanics, 2006, 23(2): 10-17. (in Chinese)
- [7] 秦金旗,唐驾时.非比例结构阻尼系统的振动控制[J].湖南大学学报(自然科学版),2007,34(10):49-52.  
QIN J Q, TANG J S. Vibration control for non-proportionally structure damping systems [J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences), 2007, 34(10): 49-52. (in Chinese)
- [8] 薛彦涛,巫振弘.隔震结构振型分解反应谱计算方法研究[J].建筑结构学报,2015,36(4):119-125.  
XUE Y T, WU Z H. Study on mode-superposition response spectrum method applied in isolated structure [J]. Journal of Building Structures, 2015, 36(4): 119-125. (in Chinese)
- [9] 刘文光,何文福,霍达,等.隔震结构设计加速度反应谱的取值研究[J].振动与冲击,2010,29(4):181-187.  
LIU W G, HE W F, HUO D, et al. Study on the value of acceleration response spectrum for seismic isolation structure design [J]. Journal of Vibration and Shock, 2010, 29(4): 181-187. (in Chinese)
- [10] 尹传印,解琳琳,李爱群,等.基于抗规和隔规的RC框架隔震结构设计对比[J].工程力学,2019,36(9):197-204.  
YIN C Y, XIE L L, LI A Q, et al. Comparison on the seismic design of base-isolated RC frames using two Chinese codes [J]. Engineering Mechanics, 2019, 36(9): 197-204. (in Chinese)
- [11] 赖正聪,潘文,白羽,等.基础隔震高层建筑结构减震系数研究[J].振动与冲击,2021,40(22):35-41.  
LAI Z C, PAN W, BAI Y, et al. Seismic reduction coefficient of base-isolated high-rising building structures [J]. Journal of Vibration and Shock, 2021, 40(22): 35-41. (in Chinese)
- [12] 尚守平,王彦.基础隔震结构中上部结构与隔震层的刚度比限值研究[J].建筑结构学报,2018,39(3):48-55.  
SHANG S P, WANG Y. Study on limit of stiffness ratio between upper structure and isolation layer in base isolation structure [J]. Journal of Building Structures, 2018,39(3): 48-55. (in Chinese)
- [13] CHOPRA A K. Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering[M]. 4nd ed. Englewood Cliffs: Pearson Education, 2006: 762-773.
- [14] 周云,吴从晓,张崇凌,等.芦山县人民医院门诊综合楼隔震结构分析与设计[J].建筑结构,2013,43(24):23-27.  
ZHOU Y, WU C X, ZHANG C L, et al. Analysis and design of seismic isolation structure in outpatient building of the Lushan County People's Hospital [J]. Building Structures, 2013, 43 (24): 23-27. (in Chinese)
- [15] 廖述江,何文福,刘文光.云南省博物馆新馆隔震设计与振动台试验研究[J].建筑结构,2016,46(22):48-55.  
LIAO S J, HE W F, LIU W G. Seismic isolation design and shaking table test of New Yunnan Provincial Museum [J]. Building Structures, 2016, 46(22): 48-55. (in Chinese)
- [16] 陆春华,袁雪芬,汤翔宇,等.阿图什市人民医院分院病房楼隔震设计[J].建筑结构,2017,47(20):83-87.  
LU C H, YUAN X F, TANG X Y, et al. Seismic isolation design of ward building of the Branch of Artux People's Hospital [J]. Building Structures, 2017, 47(20): 83-87. (in Chinese)
- [17] 孙柏锋,王广宇,潘文,等.9度区高层隔震结构设计与分析方法[J].建筑结构,2013,43(10):50-54.  
SUN B F, WANG G Y, PAN W, et al. Design and analysis methods of high-rise isolated structure in area of fortification intensity 9 [J]. Building Structures, 2013, 43 (10): 50-54. (in Chinese)
- [18] 肖从真,薛彦涛,曾德民,等.成都凯德风尚高层建筑隔震设计与研究[J].建筑结构,2009,39(6):93-97.  
XIAO C Z, XUE Y T, ZENG D M, et al. Research on design of base-isolated high-rise structure of Capital Land the Loft Chengdu [J]. Building Structures, 2009, 39(6): 93-97. (in Chinese)
- [19] 许伟志,王曙光,刘伟庆,等.某高层剪力墙结构隔震设计及抗震性能分析[J].建筑结构,2017,47(S2):325-329.  
XU W Z, WANG S G, LIU W Q, et al. Isolation design and analysis of seismic performance of a high-rise shear wall structure [J]. Building Structures, 2017, 47(S2): 325-329. (in Chinese)
- [20] 管庆松,宋廷苏,张龙飞,等.玉溪公租房隔震设计[J].建筑钢结构进展,2017,19(3):87-96.  
GUAN Q S, SONG T S, ZHANG L F, et al. Seismic isolation design of Yuxi Public Rental Housing structures [J]. Progress in Steel Building Structures, 2017, 19(3): 87-96. (in Chinese)
- [21] 罗强军,高国家,管庆松,等.昆明天湖景秀百米高住宅结构隔震非线性分析[J].建筑结构,2017,47(8):93-97.  
LUO Q J, GAO G J, GUAN Q S, et al. Nonlinear analysis of base-isolation for a 100-meter-high residential building of Tianhu Jingxiu project in Kunming [J]. Building Structures, 2017, 47(8): 93-97. (in Chinese)