文章编号:1674-2974(2024)11-0177-10 DOI:10.16339/j.cnki.hdxbzkb.2024119

基于提离模型的基础隔震结构支座拉应力研究

王彦 ,肖逸夫 †,尚守平
(湖南大学 土木工程学院,湖南 长沙 410082)

摘 要:在隔震结构设计中橡胶支座的拉应力问题至关重要.为研究隔震支座在出现拉应力后的受力状态,提出了一种支座提离行为假定,将提离状态概括为一种受力平衡的减支座体系,实现提离状态的简便解法.类比偏压构件提出适于衡量倾覆效应大小的荷载等效偏心率概念,采用转换系数统一表达各荷载组合,从而得到较简明的表达式.推导了各受力阶段的等效偏心率、支座内力和应力、整体转角的解析式,提出支座临界平均面压要求,计算了有关的高宽比限值.结果表明,支座拉应力主要受水平地震作用、高宽比、支座性能及布置形式的影响;在8度(0.2g)、8度(0.3g)、9度(0.4g)地区,允许支座出现拉应力时等效偏心率限值分别为0.24、0.22、0.20,相应的高宽比限值分别为4.5、3.5、2.5.

关键词:抗震设计;基础隔震;支座拉应力;高宽比限值
中图分类号:TU318 **文献标志码**:A

Research on Bearing Tensile Stress of Base Isolation Structure Based on Bearing Lift-off Model

WANG Yan, XIAO Yifu†, SHANG Shouping
(College of Civil Engineering, Hunan University, ChangSha 410082, China)

Abstract: The tensile stress of rubber bearings is critical for the design of isolated structures. To study the force state of isolation bearings after the occurrence of tensile stresses, a hypothesis of bearing lift-off behavior is proposed, and the lift-off state is summarized as a force-balanced bearing reduction system, thus obtaining a straightforward solution for the lift-off state. The concept of load equivalent eccentricity, which is suitable for measuring overturning effect, is proposed by analogy with eccentric compression members, and a conversion coefficient is adopted to express load combinations uniformly, so as to obtain a more concise expression. The analytical formulas of equivalent eccentricity, internal force and stress of bearing and overall rotation angle at each stress stage were derived. The critical average compressive stress of bearing was proposed, and the corresponding height-width ratio limits were calculated. The results show that the tensile stress of the bearing is mainly affected by horizontal earthquake action, height-width ratio, bearing performance and arrangement; in the area of 8 degrees (0.2g), 8 degrees (0.3g), 9 degrees (0.4g), the limit of the equivalent eccentricity when the bearing is allowed to have tensile stress is 0.24, 0.22, 0.2, respectively, and the height-width ratio limits is 4.5, 3.5, 2.5, respectively.

* **收稿日期**:2023-11-28
基金项目:国家“十二五”科技支撑计划项目(2015BAL03B01), National “12th Five-Year” Science and Technology Support Project (2015BAL03B01)
作者简介:王彦(1977—),男,湖南湘潭人,湖南大学博士研究生
† 通信联系人,E-mail:xiaoyifu@hnu.edu.cn

Key words: seismic design; base isolation; bearing tensile stress; height-width ratio limits

支座拉应力问题是现今隔震技术的瓶颈之一,在应用中通常体现为高宽比限值.《建筑抗震设计规范》(GB 50011—2010)[1](简称《抗规》)限定隔震结构高宽比不宜大于4;《建筑隔震设计标准》(GB/T 51408—2021)[2](简称《隔标》)认为"倾覆效应可能使隔震支座受拉,目前隔震支座抗拉能力与传统抗震构件相比还不够强",高层隔震建筑"应重点关注隔震支座受拉问题".

许多学者对此开展了深入的研究.李宏男等[3]采用时程分析研究了隔震结构高宽比限值.祁皑等[4-5]基于边缘支座不产生拉应力以及制作压应力不超过允许值两项失效准则,推导了高宽比限值解析式,指出高宽比限值随基本周期增加相应增大.宋晓等[6]通过悬臂梁等效模型并采用支座不同拉、压刚度,利用时程法得到高宽比限值.赖正聪等[7]采用单自由度模型计算水平地震作用,同时采用时程法计算上部结构刚体转动角.刘文光等[8]建立了可摇摆双自由度隔震模型并根据橡胶支座拉伸"3G"准则研究了支座受拉的破坏界限,何文福等[9]根据"3G"准则建立了提离摇摆耦合动力理论模型.文献[9-11]均指出了支座拉压刚度比对支座应力的影响,建议其取1/10~1/7.金建敏等[12]通过试验测得橡胶支座拉压刚度比接近1/10.

目前国内的隔震建筑[13]已接近《抗规》规定的高宽比限值,其安全可靠性有待进一步研究.现有理论研究主要基于不允许支座产生拉应力的前提;而针对允许支座存在拉应力的研究多为数值解;依据新《隔标》开展支座应力对比研究具有现实意义.本文拟通过一种支座提离模型及等效荷载体系对支座拉应力进行理论研究并探索相关解析表达式;同时,计算高宽比限值,为设计提供一种快速评估支座拉应力状态的方法.

1 基本概念

1.1 隔震支座体系的力学简化

图1(a)为隔震结构侧移达到极限时的平衡状态,可分解为图1(b)和图1(c)两组平衡状态,分别对应结构的水平变形和整体转动.

高层隔震建筑整体竖向刚度较大,隔震层顶面梁板通常经过强化处理,因此可视为刚性面.图1(b)可简化为图1(e)所示平动体系来计算水平地震作用;图1(c)则转化为图1(f)所示弹性支座上的多跨刚性梁转动体系来计算支座内力.由于多自由度振动体系的计算方法一般不考虑转动影响,故图1(d)施加刚臂暂存力矩M并作为荷载释放到图1(e)模型中,图1(e)(f)两图计算结果叠加即为最终结果.也有研究[8]将图1(a)简化为图1(d)平动-转动耦合模型.

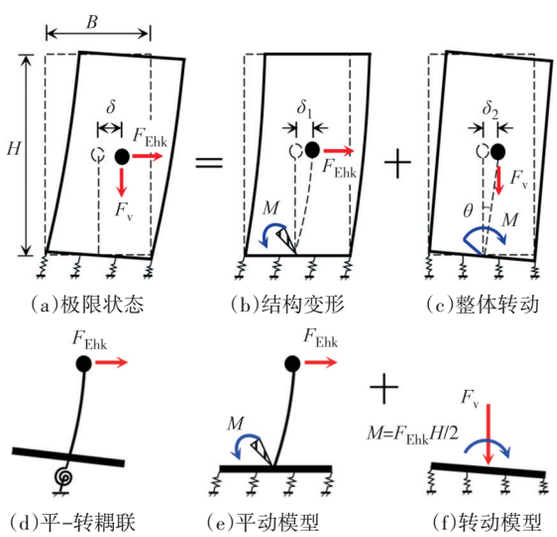


图1 支座体系计算简图

Fig.1 Calculation sketch of the bearing system

1.2 支座应力状态及对应物理量标注约定

受重力作用后,图2模型从初始位置零应力面开始变形;随着力矩M增大,图2(a)~(d)支座体系依次处于无拉应力状态、临界状态、有拉应力状态、拉应力达到限值状态.为便于表述,将图2(b)(d)状态的物理量分别以上标"(1)""(2)"表示,图2(c)有拉应力阶段的物理量以上划线"¯"表示.应力、轴力、变形均以受拉为正,受压为负.

2 支座提离模型

2.1 基本假定

1)隔震层顶面为刚性平面;

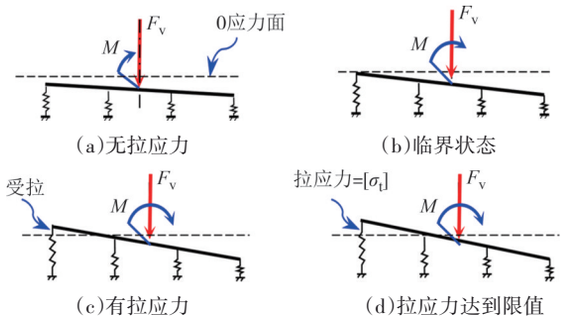


图 2　支座应力状态

Fig.2　Stress state of the bearing

2)橡胶隔震支座的拉压刚度比ζ为1∶10[9, 12];

3)边缘支座受拉即发生提离.

2.2　失效准则

1)支座拉应力、压应力不超过允许限值;

2)抗倾覆力矩与倾覆力矩之比不小于1.1[2].

2.3　提离模型

图3为支座受拉提离模型,其基本属性概况为受拉即脱离.支座提离后有如下特点:

1)分析支座受力平衡时,按图3(b)忽略支座拉力,此时支座若有拉力即发生提离.由于支座受拉刚度远小于受压刚度,拉力引起的误差极小可忽略.

2)分析支座的应力、变形时,按实际情况不发生提离.此时支座按图3(c)保持变形协调,通过支座受拉变形和受拉刚度计算得到图3(d)支座拉应力.

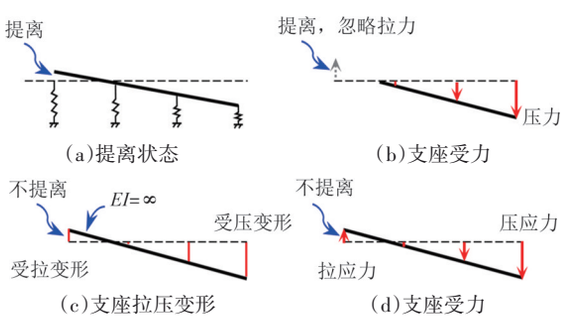


图 3　支座提离模型

Fig.3　Bearing lift-off model

3　等效荷载体系

由于涉及不同荷载组合,支座应力表达繁杂.采用转换系数能够使不同荷载组合通过同一模型计算;提出等效偏心率概念,使研究对象简明合理.

3.1　等效荷载

基础隔震体系的竖向荷载有恒载、活载、竖向地震作用,可表示为图4(a)竖向荷载作用组合F_V.

$$F_V = \gamma_G G_k + \gamma_Q \psi_Q Q_k + \gamma_{Ev} F_{Evk} \tag{1}$$

式中:G_k、Q_k、F_{Evk}分别为恒载、活载、竖向地震作用的标准值;γ_G、γ_Q、γ_{Ev}分别为恒载、活载、竖向地震作用分项系数;ψ_Q为活载组合值系数.

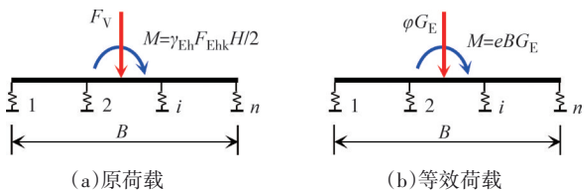


图 4　等效荷载体系

Fig.4　Equivalent load system

水平地震作用引起的倾覆力矩M为:

$$M = \gamma_{Eh} F_{Ehk} H/2 \tag{2}$$

式中:F_{Ehk}为水平地震作用标准值,γ_{Eh}为水平地震作用分项系数,H为上部结构高度.F_{Ehk}合力作用点位于上部结构$H/2$处.

将图4(a)原荷载转换为图4(b)等效荷载,荷载组合F_V可由偏心重力表示,此时受力情况类似偏心受压构件.倾覆力矩M等效表示为:

$$M = eBG_E \tag{3}$$

式中:G_E为重力代表值,B为支座平面宽度,e为G_E对应倾覆力矩M的等效偏心率.

3.2　荷载转换系数

图4(b)中,变量F_V与常量G_E的转换系数φ为:

$$\varphi = \frac{F_V}{G_E} = \frac{\gamma_G G_k + \gamma_Q \psi_Q Q_k + \gamma_{Ev} F_{Evk}}{G_k + 0.5 Q_k} \tag{4}$$

一般高层住宅及办公楼结构设计中,恒、活荷载标准值之比可取8∶1,代入式(4)即可求得φ.不同荷载工况的应力限值[2]及系数见表1.

表 1　荷载工况的应力限值及系数

Tab.1　Stress limits and coefficients for load cases

项次	荷载工况	应力限值/MPa		
		甲类建筑	乙类建筑	丙类建筑
1	重力代表值(压)	10	12	15
2	罕遇地震(压)	20	25	30
3	罕遇地震(拉)	0	1	1

项次	γ_G	γ_Q	ψ_Q	γ_{Ev}	γ_{Eh}	转换系数φ	
						符号	取值
1	1.3	1.5	0.5	—	—	φ_D	1.36
2	1.0	1.0	0.5	0.4	1	φ_{max}	$1+0.195\alpha_{max}$
3	1.0	—	0.5	−0.5	1	φ_{min}	$16/17-0.243\ 75\alpha_{max}$

注:α_{max}为水平地震影响系数最大值.

4 支座提离体系的求解

根据是否存在拉应力将支座受力分为两个阶段,有拉应力阶段需要根据提离模型求解.

4.1 支座体系转动的刚度中心

图5(a)任意支座体系中,刚度中心点O到支座1的距离x_1为:

$$x_1=\frac{\sum_{i=1}^{n}K_{Vi}\,l_{i1}}{\sum_{i=1}^{n}K_{Vi}} \tag{5}$$

式中:l_{i1}为支座i到边缘支座1的距离,K_{Vi}为支座i的竖向刚度.

若支座对称,刚度中心位于几何中心的水平投影处;若刚度中心不在几何中心,刚度中心应与结构质心的水平投影尽量靠近或重合,以免结构初始倾斜,按1.2节正负号约定,支座1应位于受拉侧.

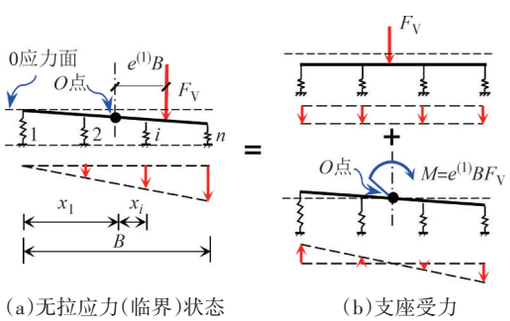
4.2 支座不存在拉应力阶段的受力分析

当支座处于图5(a)无拉应力状态时,可分解为图5(b)竖向力平衡状态和图5(c)绕刚心转动平衡状态,分别计算后叠加即得支座受力结果.

将支座i与刚度中心O点的距离记为x_i,并令

$$x_i=\frac{B}{2}\omega_i \tag{6}$$

式中:ω_i为支座i与O点的距离系数.



(a)无拉应力(临界)状态 (b)支座受力

图5 无拉应力阶段的支座受力

Fig.5 Bearing forces without tensile stress stage

由力矩平衡可知隔震层绕O点的转动刚度K_θ为:

$$K_\theta=\frac{M}{\theta}=\frac{B^2}{4}\sum_{i=1}^{n}K_i\omega_i^2 \tag{7}$$

式中:θ为支座平面的整体转角.

图5(a)原体系的临界状态存在竖向荷载组合F_V和倾覆力矩$M^{(1)}$两项外荷载.根据式(1)、式(7)可得支座j在力矩单独作用下的轴力$N_{j,M}$为:

$$N_{j,M}=\frac{M}{K_\theta}x_jK_{Vj}=\frac{K_{Vj}}{\sum_{i-1}^{n}K_{Vi}\omega_i^2}\frac{4x_j}{B}eG_E \tag{8}$$

式中:x_j为支座j到刚度中心的距离,K_{Vj}为支座j的竖向刚度.

在竖向荷载组合F_V作用下支座j的轴力$N_{j,F}$为:

$$N_{j,F}=F_V\frac{K_{Vj}}{\sum_{i=1}^{n}K_{Vi}} \tag{9}$$

支座j的总轴力N_j为:

$$N_j=N_{j,M}-N_{j,F} \tag{10}$$

式中,支座受拉时轴力为正,反之为负.

由于临界状态时有$N_1=0$,由式(8)~式(10)及式(4)可知临界状态时的等效偏心率$e^{(1)}$为:

$$e^{(1)}=\varphi\frac{\sum_{i=1}^{n}K_{Vi}\omega_i^2}{\sum_{i=1}^{n}K_{Vi}}\frac{B}{4x_1} \tag{11}$$

由式(8)~式(11)可得临界状态时支座j的轴力N_j为:

$$N_j^{(1)}=\varphi\frac{K_{Vj}}{\sum_{i=1}^{n}K_{Vi}}\left(\frac{x_j}{x_1}-1\right)G_E \tag{12}$$

式中,当支座j在O点受拉侧时x_j为正,反之取负.

由式(12)可知临界状态时支座j的应力$\sigma_j^{(1)}$为:

$$\sigma_j^{(1)}=\frac{N_j^{(1)}}{A_j}=\frac{\varphi K_{Vj}}{\sum_{i=1}^{n}K_{Vi}}\left(\frac{x_j}{x_1}-1\right)\frac{G_E}{A_j} \tag{13}$$

4.3 支座存在拉应力阶段的受力分析

图5(a)临界状态继续增加等效偏心率e,支座体系进入图6(a)有拉应力状态.此时不能在图5体系下求解,原因是图6(a)不符合拉压刚度相等条件,图5(b)转动中心O点移位至图6(d)$\bar{O}$点.

将图6(a)荷载等效为图6(b),则原体系可分解为图6(c)临界状态和图6(d)提离状态.根据假定3,图6(d)中支座1不再承受拉力,剩余支座形成图6(e)减支座体系,且仅承受力矩荷载.

叠层橡胶隔震支座的压缩变形性能主要由橡胶材料决定.根据支座轴力、应力的定义可知:

$$\sigma_j=\frac{N_j}{A_j}=\frac{K_{Vi}h_j}{A_j} \tag{14}$$

$$\sigma_j = E_r\varepsilon_j = E_r\frac{h_j}{h_{r,j}} \tag{15}$$

式中:ε_j、h_j、$h_{r,j}$分别为第j支座的应变、轴向变形、橡胶厚度,E_r为橡胶压缩弹性模量.隔震层各支座需要一致的水平位移能力且支座侧移能力与橡胶总厚度$h_{r,j}$成正比,各支座$h_{r,j}$也应相同或接近.由于假定1,各支座应力与变形成比例且恒为直线分布.图6(f)~(h)绘出同型等距支座布置条件下的变形、应力、轴力图,此时三者具有相同比例关系.

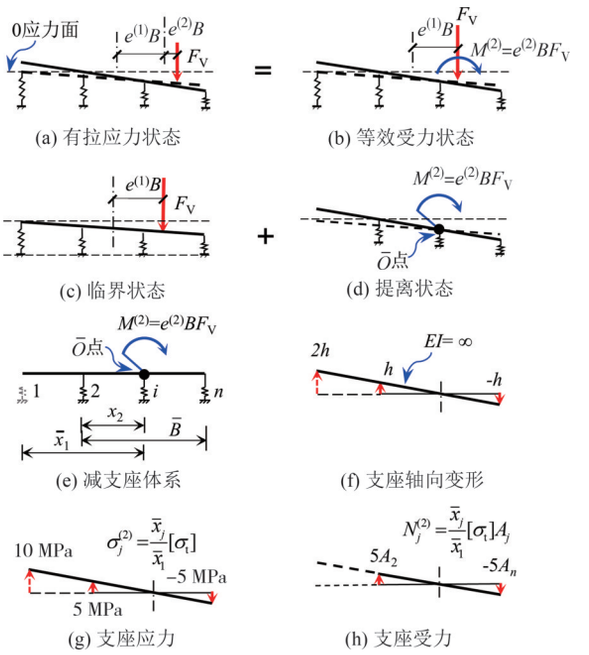


图6　有拉应力阶段支座受力

Fig.6　Bearing forces with tensile stress stage

参照式(8)求得减支座体系支座j的轴力$\bar{N}_{j,M}$为

$$\bar{N}_{j,M} = \frac{M}{\bar{K}_\theta}\bar{x}_jK_{Vj} = \frac{K_{Vj}}{\sum_{i=2}^{n}K_{Vi}\bar{\omega}_i^2}\frac{4B\bar{x}_j}{\bar{B}^2}eG_E \tag{16}$$

由式(16)可知支座j的应力$\bar{\sigma}_{j,M}$为

$$\bar{\sigma}_{j,M} = \frac{\bar{N}_{j,M}}{A_j} = \frac{K_{Vj}}{\sum_{i=2}^{n}K_{Vi}\bar{\omega}_i^2}\frac{4B\bar{x}_j}{\bar{B}^2}e\frac{G_E}{A_j} \tag{17}$$

由于图6(c)临界状态下支座1的应力为零,叠加后的支座1拉应力σ_1等于减支座体系支座1的应力$\bar{\sigma}_{1,M}$,且应满足失效准则1:

$$\sigma_1 = \bar{\sigma}_{1,M} \leqslant [\sigma_t] \tag{18}$$

式中:$[\sigma_t]$为名义支座拉应力允许值.$\bar{\sigma}_{1,M}$由支座受压刚度K_{Vi}计算得到,故式(18)中的对比值$[\sigma_t]$也应基于受压刚度.根据支座拉压刚度比,10 MPa压应力引起的支座变形对应1 MPa拉应力,故$[\sigma_t]$=10 MPa.

由式(17)、式(18)可知,当支座1拉应力达到1 MPa时,减支座体系的等效偏心率$e^{(2)}$为:

$$e^{(2)} = \frac{\sum_{i=2}^{n}K_{Vi}\bar{\omega}_i^2}{K_{Vi}}\frac{\bar{B}^2}{4B\bar{x}_1}\frac{A_j}{G_E}[\sigma_t] \tag{19}$$

将式(19)代入式(16)、式(17)可得支座j的轴力$N_j^{(2)}$为:

$$N_j^{(2)} = \frac{\bar{x}_j}{\bar{x}_1}[\sigma_t]A_j \tag{20}$$

支座j的应力$\sigma_j^{(2)}$为:

$$\sigma_j^{(2)} = \frac{\bar{x}_j}{\bar{x}_1}[\sigma_t] \tag{21}$$

设计时应注意罕遇地震作用下出现拉应力的支座数不应超过支座总数的30%[2].当3<n<7时仅允许最外侧支座出现拉应力,支座2不允许出现拉应力,应满足:

$$\sigma_2^{(1)} + \bar{\sigma}_{2,M} \leqslant 0 \tag{22}$$

式中:$\bar{\sigma}_{2,M}$为支座2在减支座体系下的应力.

当支座数n较多时,可能出现边缘支座1尚未达到拉应力限值而中间支座2即将出现拉应力的特殊情况,将式(13)、式(17)代入式(22)可知,此时等效偏心率$e^{(3)}$为:

$$e^{(3)} = \varphi\frac{\sum_{i=2}^{n}K_{Vi}\bar{\omega}_i^2}{\sum_{i=1}^{n}K_{Vi}}\left(\frac{x_j}{x_1}-1\right)\frac{\bar{B}^2}{4B\bar{x}_j} \tag{23}$$

若$e^{(2)} \geqslant e^{(3)}$,支座2会出现拉应力导致体系提前失效,此时支座1拉应力尚未达到限值.

4.4　两阶段叠加表达式

将4.2节、4.3节结果叠加即得到最终受力状态.支座不发生拉应力时最大允许等效偏心率$[e]$为:

$$[e] = e^{(1)} + \min\left\{e^{(2)}, e^{(3)}\right\} \tag{24}$$

支座j的最终轴力N_j、应力σ_j分别为:

$$N_j = N_j^{(1)} + N_j^{(2)} = \varphi\frac{K_{Vj}}{\sum_{i=1}^{n}K_{Vi}}\left(\frac{x_j}{x_1}-1\right)G_E + \frac{\bar{x}_j}{x_1}[\sigma_t]A_j \tag{25}$$

$$\sigma_j = \sigma_j^{(1)} + \sigma_j^{(2)} = \varphi\frac{K_{Vj}}{\sum_{i=1}^{n}K_{Vi}}\left(\frac{x_j}{x_1}-1\right)\frac{G_E}{A_j} + \frac{\bar{x}_j}{\bar{x}_1}[\sigma_t] \tag{26}$$

由于满足式(24),此时算得应力σ_j为真实应力.

4.5 同型号支座等距布置的情况

工程中通常选择型号相同或相近的支座均匀布置,同型号支座等距布置大体上可反映一般规律.

4.5.1 第1阶段表达式

当支座对称布置时有 $x_1=B/2$;支座型号相同时有 $K_{Vi}=K_{Vj}$,$A_{Vi}=A_{Vj}$,且有:

$$\frac{K_{Vj}}{\sum_{i=1}^{n}K_{Vi}}=\frac{A_j}{\sum_{i=1}^{n}A_i}=\frac{1}{n} \tag{27}$$

通过试算不同 n 值可知有如下关系:

$$\sum_{i=1}^{n}\omega_i^2=\frac{n(n+1)}{3(n-1)} \tag{28}$$

故式(11)简化为:

$$e^{(1)}=\frac{\varphi}{2n}\sum_{i=1}^{n}\omega_i^2=\frac{\varphi(n+1)}{6(n-1)} \tag{29}$$

当仅有重力作用时,由式(27)可知:

$$\frac{N_j}{A_j}=\frac{K_{Vj}}{\sum_{i=1}^{n}K_{Vi}}\frac{G_E}{A_j}=\frac{A_j}{\sum_{i=1}^{n}A_i}\frac{G_E}{A_j}=\frac{G_E}{\sum_{i=1}^{n}A_i}=\sigma_m \tag{30}$$

式中:σ_m 为重力代表值作用下的平均面压.

将式(30)整理为:

$$\frac{G_E}{A_j}=\frac{\sum_{i=1}^{n}K_{Vi}}{K_{Vj}}\sigma_m=n\sigma_m \tag{31}$$

支座 j 的轴力式(12)和应力式(13)可改写为:

$$N_j^{(1)}=\varphi\left(\frac{x_j}{x_1}-1\right)\frac{G_E}{n} \tag{32}$$

$$\sigma_j^{(1)}=\varphi\left(\frac{x_j}{x_1}-1\right)G_m \tag{33}$$

根据4.1节符号规则,x_n 和 x_1 分别在 O 点的不同侧故正负相反,受压边缘支座 n 的最大轴力、应力分别为:

$$N_n^{(1)}=\frac{2\varphi G_E}{n},\ \sigma_n^{(1)}=-2\varphi\sigma_m \tag{34}$$

4.5.2 第2阶段表达式

根据式(19)、式(31),等效偏心率 $e^{(2)}$ 转换为:

$$e^{(2)}=\frac{\sum_{i=2}^{n}K_{Vi}\bar{\omega}_i^2}{\sum_{i=1}^{n}K_{Vi}}\frac{\bar{B}^2}{4B\bar{x}_1}\frac{[\sigma_t]}{\sigma_m} \tag{35}$$

由图5(a)、图6(e)可以看出,当全部支座型号相同且等距布置时满足以下几何关系:

$$\frac{B}{\bar{B}}=\frac{n-1}{n-2},\ \frac{\bar{x}_1}{\bar{x}_2}=\frac{n}{n-2},\ \frac{\bar{x}_2}{\bar{B}}=\frac{\bar{x}_n}{\bar{B}}=\frac{1}{2},\ \frac{x_2}{x_1}=\frac{n-3}{n-1} \tag{36}$$

由式(28)可知,在减支座体系下有如下关系:

$$\sum_{i=2}^{n}\bar{\omega}_i^2=\frac{n(n-1)}{3(n-2)} \tag{37}$$

式(35)进一步简化为:

$$e^{(2)}=\frac{(n-2)}{6n}\frac{[\sigma_t]}{\sigma_m} \tag{38}$$

由式(20)、式(31)可知:

$$N_n^{(2)}=\frac{\bar{x}_j}{\bar{x}_1}\frac{G_E}{n}\frac{[\sigma_t]}{\sigma_m} \tag{39}$$

边缘支座 n 的最大压力 $N_n^{(2)}$、应力 $\sigma_n^{(2)}$ 为:

$$N_n^{(2)}=\frac{n-2[\sigma_t]}{n^2\sigma_m}G_E \tag{40}$$

$$\sigma_n^{(2)}=\frac{n-2}{n}[\sigma_t] \tag{41}$$

将式(27)、式(31)、式(36)、式(37)代入式(16)、式(17)可得支座2的应力 $\bar{\sigma}_{2,M}$、内力 $\bar{N}_{2,M}$ 为:

$$\bar{\sigma}_{2,M}=6e\sigma_m \tag{42}$$

$$\bar{N}_{2,M}=6e\frac{G_E}{n} \tag{43}$$

将式(31)、式(33)、式(36)、式(42)代入式(23)可得:

$$e^{(3)}=\frac{\varphi}{3(n-1)} \tag{44}$$

4.5.3 叠加表达式

相关表达式按式(24)~式(26)叠加即得最终结果.其中,边缘支座 n 的最终压力 N_n、应力 σ_n 为:

$$N_n=N_n^{(1)}+N_n^{(2)}=\left(-2\varphi-\frac{n-2}{n}\frac{[\sigma_t]}{\sigma_m}\right)\frac{G_E}{n} \tag{45}$$

$$\sigma_n=\sigma_n^{(1)}+\sigma_n^{(2)}=-2\varphi\sigma_m-\frac{n-2}{n}[\sigma_t] \tag{46}$$

由式(45)、式(46)可知,平均面压和支座数均会影响支座最大压应力.

4.5.4 临界平均面压

当支座数 n 确定后,式(46)中平均面压 σ_m 是支座最大应力的控制因素.当支座拉应力不超限时,将系数 φ_{min} 代入式(46)可知支座平均面压标准值为:

$$\sigma_m\leqslant\frac{1}{\varphi_{min}}\left(10+\frac{10}{n}\right) \tag{47}$$

式(47)中 σ_m 取极大值即为临界平均面压,此时两侧边缘支座同时达到最大拉、压应力限值,结构可承受最大倾覆力矩.平均面压低于临界值时,支座失效由支座拉应力超限控制,反之则由压应力控制.若以 n=4 为最小支座数,设防烈度为8度、9度时,丙类建筑临界平均面压分别为10.6 MPa、9.8 MPa.

隔震支座在重力荷载代表值作用下竖向压应力设计值不应超过长期面压 15 MPa,该值除以转换系数φ_{D}即得平均面压标准值.对于丙类建筑,最大平均面压标准值为 11 MPa,高于临界平均面压,支座应力由罕遇地震作用下的最大拉应力控制.

4.5.5　减支座法算例

图 7 为同型支座体系的减支座法算例,σ_{m}=10 MPa,下划线数值"××"为应力.图 7(a)(b)为有无支座拉应力的对比;图 7(c)(d)为不同支座间距的比较,由[e]的计算值可知图 7(c)布置优于图 7(d).各支座轴力矢量与力矩均为平衡状态,轴力与应力、变形成比例协调.

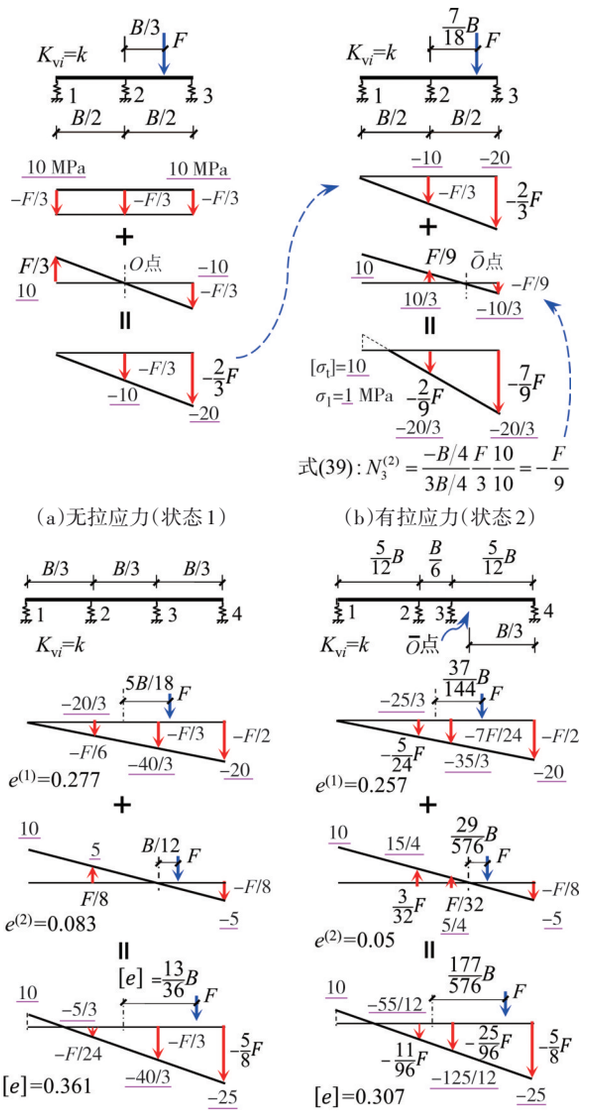


图 7　减支座法算例

Fig.7　Example of reduced bearing method

4.5.6　整体转动的影响

刚体转动达到极限时,结构处于受力平衡状态.由假定 1 可知隔震层顶面任意点的转角相同,将状态 1 和状态 2 的转角相加即可得到隔震层顶面的最大转角.当同型支座等距布置时,边缘支座n在两个状态的转角$\theta^{(1)}$、$\theta^{(2)}$分别为:

$$\theta^{(1)}=\frac{N_n^{(1)}}{BK_{\mathrm{V}n}}=\frac{2\varphi G_{\mathrm{E}}}{nBK_{\mathrm{V}n}} \tag{48}$$

$$\theta^{(2)}=\frac{N_n^{(2)}}{\bar{x}_nBK_{\mathrm{V}n}}=\frac{n-2}{n^2}\frac{[\sigma_{\mathrm{t}}]}{\sigma_{\mathrm{m}}}\frac{G_{\mathrm{E}}}{\bar{x}_nK_{\mathrm{V}n}} \tag{49}$$

考虑到式(36)几何比例关系,整理可得:

$$\theta=\theta^{(1)}+\theta^{(2)}=\frac{2G_{\mathrm{E}}}{BK_{\mathrm{V}n}}\left(\frac{\varphi}{n}+\frac{n-1}{n^2}\frac{[\sigma_{\mathrm{t}}]}{\sigma_{\mathrm{m}}}\right) \tag{50}$$

边缘支座n为最大受压支座,在重力代表值作用下的压缩变形h_n为:

$$h_n=\frac{G_{\mathrm{E}}}{nK_{\mathrm{V}n}} \tag{51}$$

由式(50)、式(51)可知刚体转动引起的质心位移δ为:

$$\delta=\frac{\theta H}{2}=h_n\frac{H}{B}\left(\varphi+\frac{n-1}{n}\frac{[\sigma_{\mathrm{t}}]}{\sigma_{\mathrm{m}}}\right) \tag{52}$$

由于δ有极大值,按拉应力不超限条件将$\varphi_{\min}$代入,并取σ_{m}=10 MPa,可得δ的简化判断式:

$$\delta<2h_n\frac{H}{B} \tag{53}$$

由式(52)、式(53)可以看出,上部结构质心的摇摆幅度与高宽比、边缘支座的压缩变形成正比.

由式(29)、式(38)、式(50)、式(60)可得同型支座等距布置下结构整体转角的另一种表达形式:

$$\theta^{(1)}=\alpha G_{\mathrm{E}}\frac{H}{B}\frac{6}{BK_{\mathrm{V}n}}\frac{n-1}{n(n+1)} \tag{54}$$

$$\theta^{(2)}=\alpha G_{\mathrm{E}}\frac{H}{B}\frac{6}{BK_{\mathrm{V}n}}\frac{n-1}{n(n-2)} \tag{55}$$

$$\frac{\theta^{(2)}}{\theta^{(1)}}=\frac{n+1}{n-2} \tag{56}$$

整体转角与水平地震作用、高宽比、支座选型及布置有关.当n=4 时,由式(56)可知状态 2 转角是状态 1 的 2.5 倍,转动明显加剧.

5　等效偏心率及高宽比限值的确定

5.1　重力代表值作用下的等效偏心率

等效偏心率e是支座拉应力的控制指标,将不考

虑荷载组合(φ=1)的等效偏心率e列于表2. 由$e^{(1)}$、$e^{(2)}$的表达式(29)、式(38)的极值均趋向1/6可知,支座数n>2时,[e]值不低于1/3. 允许支座受拉后,[e]值的提升比例为29%~58%. 表2中当支座数n=5、6时,支座2出现拉应力使$e^{(3)}$成为控制项,导致[e]值有所下降,但实际工程中间支座承重相对较大故不易提前出现拉应力. 一般情况下控制方向的支座数n宜在4~5范围内.

表2 重力代表值作用下的等效偏心率(φ=1)

Tab.2 Equivalent eccentricity under representative value of gravity load (φ=1)

n	$e^{(1)}$	$e^{(2)}$	$e^{(3)}$	[e]	([e]−$e^{(1)}$)/$e^{(1)}$
2	0.500	—	—	0.500	—
3	0.333	0.056	0.167	0.389	17%
4	0.278	0.083	0.111	0.361	30%
5	0.250	0.100	0.083	0.333	33%
6	0.233	0.111	0.067	0.300	29%
7	0.222	0.119	0.056	0.341	54%
8	0.214	0.125	0.048	0.339	58%

注:1. [e]=$e^{(1)}$+min{$e^{(2)}$, $e^{(3)}$};2. 下划线表示起控制作用的项.

5.2 最小应力组合作用下的等效偏心率

支座拉应力应采用最小应力组合计算的等效偏心率限值,见表3. 8度(0.2g)、8度(0.3g)、9度(0.4g)地区对应的乙、丙类隔震建筑允许等效偏心率[e]宜取0.24、0.22、0.2,此时抗倾覆力矩与倾覆力矩之比约为2.1~2.5. 甲类隔震建筑在上述3种设防烈度下宜分别取0.16、0.14、0.13.

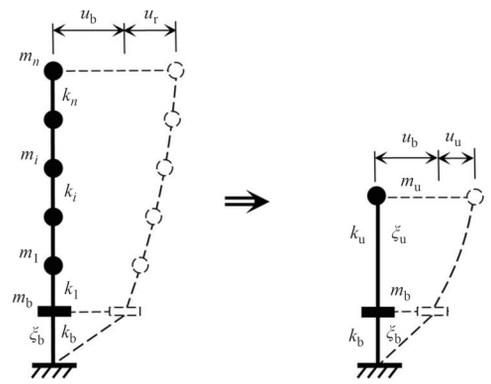
表3 最小应力组合下的等效偏心率(φ=φ_{min})

Tab.3 Equivalent eccentricity under the minimal stress combination (φ=φ_{min})

n	$e^{(1)}$			[e]		
	8度	8度半	9度	8度	8度半	9度
2	0.360	0.325	0.300	0.360	0.325	0.300
3	0.240	0.217	0.200	0.296	0.272	0.256
4	0.200	0.181	0.167	0.283	0.264	0.250
5	0.180	0.163	0.150	0.263	0.246	0.233
6	0.168	0.152	0.140	0.235	0.218	0.207
7	0.160	0.144	0.133	0.279	0.263	0.252
8	0.154	0.139	0.129	0.279	0.264	0.254

5.3 水平地震作用计算

对于图1(e)的水平地震作用,采用图8所示的双自由度等效体系进行振型分解反应谱法计算[14]. 图8中,m_u、k_u、ξ_u分别为上部结构等效质点的质量、刚度、阻尼比,m_b、k_b、ξ_b分别为隔震层的质量、刚度、阻尼比,m_1、m_i、m_n和k_1、k_i、k_n分别为多自由度体系第1、i、n层的质量和刚度,u_b为隔震层侧移,u_r为上部结构顶层位移. 图9为《隔标》反应谱.



(a)多自由度 (b)双自由度

图8 双自由度振动模型

Fig.8 2-degrees of freedom vibration model

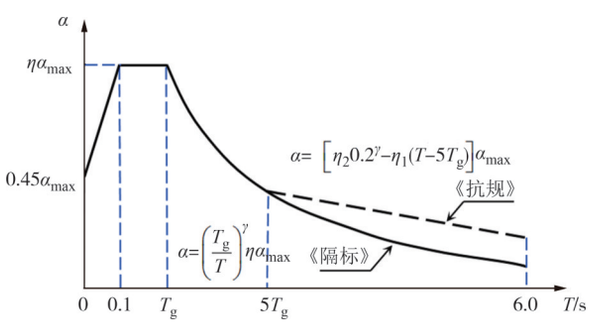


图9 反应谱

Fig.9 Reaction spectra

结构总水平地震作用可表示为:

$$F_{Ehk}=\alpha\left(m_b+m_u\right)g=\alpha G_E \tag{57}$$

$$\alpha=\left(\frac{T_g}{T_1}\right)^{\gamma}\eta\alpha_{max} \tag{58}$$

式中:T_g为特征周期,T_1为基本周期,α为《隔标》反应谱下降段的水平地震影响系数,α_{max}为水平地震影响系数最大值,η为阻尼调整系数,γ为反应谱下降段衰减指数. 计算α时采用由应变能加权平均法得到的修正振型阻尼比.

5.4 《隔标》高宽比限值计算

由式(2)、式(3)、式(57)可知,隔震结构抗倾覆力矩与倾覆力矩平衡的条件为:

$$eBG_E=\alpha G_E H/2 \tag{59}$$

整理可得高宽比与偏心率的关系为:

$$\frac{H}{B}=\frac{2e}{\alpha} \tag{60}$$

在设防烈度8度(0.2g)、特征周期为0.55 s、隔震层阻尼比为0.15的条件下,不同计算方法与应用规

范的对比情况见图 10. 在《隔标》条件下按式(60)计算,允许支座拉应力的高宽比限值比不允许时提升约 30%. 式(60)不允许支座出现拉应力时,当 $T_1<5T_g$ 时与文献[5]接近,说明两种计算方法基本相同;当 $T_1>5T_g$ 时,式(60)按《隔标》计算结果的高宽比限值明显高于文献[5],原因是图 9 反应谱在 $T_1>5T_g$ 区域存在差异.

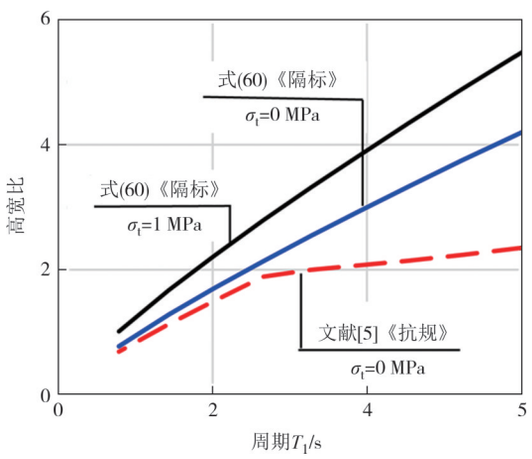


图 10　高宽比限值对比

Fig.10　Comparison of height-width ratio limits

以隔震层阻尼比 0.15 为中间值,式(60)根据《隔标》反应谱计算的高宽比限值列于表 4.

表 4　隔震结构高宽比限值

Tab.4　Height-width ratio limits for isolated structure

建筑类别	设防烈度	特征周期 T_g/s	高宽比限值 H/B			
			T_1=2 s	T_1=3 s	T_1=4 s	T_1=5 s
甲类建筑	8度(0.2g)	0.35	1.9	2.7	3.4	4.1
		0.45	1.6	2.2	2.8	3.4
		0.55	1.4	1.9	2.4	2.9
	8度(0.3g)	0.35	1.3	1.8	2.2	2.7
		0.45	1.0	1.5	1.9	2.2
		0.55	0.9	1.3	1.6	1.9
	9度(0.4g)	0.35	1.0	1.4	1.8	2.1
		0.45	0.8	1.2	1.5	1.8
		0.55	0.7	1.0	1.3	1.5
乙、丙类建筑	8度(0.2g)	0.35	2.9	4.0	5.1	6.2
		0.45	2.4	3.3	4.3	5.1
		0.55	2.0	2.9	3.7	4.4
	8度(0.3g)	0.35	2.0	2.8	3.5	4.2
		0.45	1.6	2.3	2.9	3.5
		0.55	1.4	2.0	2.5	3.0
	9度(0.4g)	0.35	1.5	2.2	2.7	3.3
		0.45	1.3	1.8	2.3	2.7
		0.55	1.1	1.5	2.0	2.4

注:1. T_1 为基本周期;2. 数据可线性插值.

6　结 论

基于一种支座提离模型,引入等效荷载体系,建立了适于支座受拉分析的减支座体系解法,推导并计算了相关解析式和限值,可得出以下结论:

1)由图 7 算例可知,有拉应力阶段的支座受力平衡,支座应力与变形处于协调关系,提离模型基本合理,减支座体系解法基本正确.

2)与偏心受压类比,等效偏心率 e 概念物理意义简明,可衡量倾覆效应及支座应力状态. 在 8~9 度设防烈度下,允许出现支座拉应力时 e 不宜超过 0.2~0.24,不允许时则不宜超过 0.13~0.16.

3)临界平均面压是支座压应力不超限的控制条件. 设防烈度为 8 度、9 度时,丙类建筑的平均面压标准值分别不宜超过 10.6 MPa、9.8 MPa,可保证支座长期面压和罕遇地震下的短期面压均不超限.

4)允许支座拉应力时的等效偏心率较不允许时提升约 29%~58%;《隔标》高宽比限值在长周期段较《抗规》也有较大增加. 对于乙、丙类隔震建筑,8 度(0.2g)、8 度(0.3g)、9 度(0.4g)地区高宽比限值建议分别取 4.5、3.5、2.5.

5)支座拉应力主要受水平地震作用、高宽比、支座布置的影响. 合理布置支座有利于减轻支座拉应力的影响.

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]　李宏男,吴香香. 橡胶垫隔震支座结构高宽比限值研究[J]. 建筑结构学报,2003,24(2):14-19.
LI H N, WU X X. Study on limit of height to width ratio for base isolated buildings with rubber bearings under earthquake [J]. Journal of Building Structures, 2003, 24(2):14-19.(in Chinese)

[4]　祁皑,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)

[5] 祁皑, 范宏伟. 基于结构设计的基础隔震结构高宽比限值的研究[J]. 土木工程学报, 2007, 40(4): 13-20.
QI A, FAN H W. A structural design study on the limit of height-width ratio of base-isolated structures[J]. China Civil Engineering Journal, 2007, 40(4): 13-20.(in Chinese)

[6] 宋晓,谭平,周福霖, 等. 基础隔震结构高宽比限值研究[J]. 地震工程与工程振动, 2017, 37(6): 43-51.
SONG X,TAN P,ZHOU F L,et al. Research on the limit value of height-width ratio of base-isolated structures[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics,2017,37(6):43-51.(in Chinese)

[7] 赖正聪,潘文,白羽,等. 翻转动能对基础隔震剪力墙结构高宽比限值的影响分析[J]. 振动与冲击, 2019, 38(5): 146-154.
LAI Z C, PAN W, BAI Y, et al. Analysis on the influence of overturning kinetic energy to height-width limit ratio of base-isolated shear-wall structure[J]. Journal of Vibration and Shock, 2019,38(5):146-154.(in Chinese)

[8] 刘文光,岳圣,张强,等. 高层隔震结构受拉损伤破坏界限设计理论及易损性分析[J]. 振动与冲击,2022,41(21):168-175.
LIU W G, YUE S, ZHANG Q, et al. Design theory and vulnerability analyses of bearing tension, damage and failure limit for high-rise isolated structures[J]. Journal of Vibration and Shock,2022,41(21):168-175.(in Chinese)

[9] 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 W F,HUANG Y S,LIU W G,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.(in Chinese)

[10] 程华群, 刘伟庆, 王曙光. 高层隔震建筑设计中隔震支座受拉问题分析[J]. 地震工程与工程振动,2007,27(4):161-166.
CHENG H Q,LIU W Q,WANG S G. Analysis of the tension of rubber bearings in the design of isolated high-rise buildings[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics,2007,27(4): 161-166.(in Chinese)

[11] 罗佳润,马玉宏,沈朝勇,等. 隔震设计中橡胶隔震支座拉压刚度取值的研究[J]. 地震工程与工程振动,2013,33(5): 232-240.
LUO J R,MA Y H,SHEN C Y,et al. Research on the ratio of tensile and compressive stiffness of rubber isolators in the isolation design[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration,2013,33(5):232-240.(in Chinese)

[12] 金建敏, 冯德民, 谭平, 等. 隔震支座拉伸刚度及高层隔震建筑地震响应研究[J]. 地震工程与工程振动,2015,35(3): 177-182.
JIN J M, FENG D M, TAN P, et al. Study on tensile stiffness of isolator and earthquake responses of isolated high-rise buildings[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2015, 35(3): 177-182.(in Chinese)

[13] 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 Structure,2017,47(8): 93-97.(in Chinese)

[14] 尚守平,王彦. 基于刚度比的基础隔震结构减震系数[J]. 湖南大学学报(自然科学版),2023,50(3):23-31.
SHANG S P, WANG Y. Seismic decrease coefficient of base isolation structure based on stiffness ratio[J]. Journal of Hunan University (Natural Sciences),2023,50(3): 23-31.(in Chinese)