

文章编号: 1673-5196(2018)05-0114-06

框架-剪力墙结构隔震支座设计值的优化选择方法

杜永峰^{1,2}, 乔愉博¹, 黄小宁¹

(1. 兰州理工大学 防震减灾研究所, 甘肃 兰州 730050; 2. 兰州理工大学 西部土木工程防震减灾教育部工程研究中心, 甘肃 兰州 730050)

摘要: 采用传统重力荷载代表值选取框架-剪力墙隔震支座的方法(简称为GM)难以避免隔震支座拉应力超出允许值的问题. 针对该问题, 将罕遇水平地震影响系数减少至 $1/3 \sim 1/2$ 的反应谱输入抗震结构, 把计算所得的结构抗倾覆力因素作为隔震支座选择的依据, 提出一种针对框架-剪力墙隔震结构的设计方法(简称为G-RM). 通过对分别运用两种方法设计的模型进行计算对比, 结果表明G-RM在框架-剪力墙隔震结构设计中能够更为准确地选择隔震支座, 有效避免隔震支座拉应力超出允许值. 采用G-RM可以使框架-剪力墙隔震结构设计更为便捷有效.

关键词: 框架-剪力墙隔震结构; 倾覆力矩; 隔震支座; 拉应力

中图分类号: TU318.1; TU352.1 文献标志码: A

Optimizing selection method of design value of vibro-isolation bearing in frame-shear wall structure

DU Yong-feng^{1,2}, QIAO Yu-bo¹, HUANG Xiao-ning¹

(1. Institute of Earthquake Protection and Disaster Mitigation, Lanzhou Univ. of Tech., Lanzhou 730050, China; 2. Western Center of Disaster Mitigation in Civil Engineering, the Ministry of Education, Lanzhou Univ. of Tech., Lanzhou 730050, China)

Abstract: Should the traditional method of gravity load representative value (GM for short) was used to select the vibro-isolation bearing of the frame-shear wall, it would be difficult to avoid such a problem that the tensile stress in the vibro-isolation bearing exceeds its allowable value. Aimed at this problem, the influencing coefficient of the rare horizontal earthquake was reduced by $1/3$ to $1/2$ of response spectrum and then was inputted into the anti-seismic structure, the anti-overturning force factor of the structure was evaluated and taken as a basis of selection of the vibro-isolation bearing, and a design method of vibro-isolation structure for frame-shear wall (G-RM for short) was presented. It is shown by computation and comparison of models designed with two approaches that in the design of the vibro-isolation structure of frame shear wall, the vibro-isolation bearing can be selected more precisely by means of G-GM and the excessive tensile stress in the vibro-isolation bearing will be avoided effectively. Utilization of G-RM will be able to make the design of the vibro-isolation structure of frame-shear wall easier, faster, and more valid.

Key words: frame-shear wall vibro-isolation structure; overturning moment; vibro-isolation bearing; tensile stress

隔震技术通过在结构基础底或下部结构与上部结构之间设置水平刚度小于上部结构层间刚度的隔震装置来延长结构的自振周期, 以减少结构的水平地震作用. 中国作为地震高发国家, 隔震技术在广州、昆明、成都、北京等地区的多层框架建筑中已有

了广泛且成熟的应用, 已逐渐运用到高层框架-剪力墙结构中.

相比于框架结构, 框架-剪力墙结构随着结构高宽比的增大在水平地震作用下倾覆效应明显^[1]. 框架-剪力墙结构中的剪力墙承受了大部分的倾覆力矩, 使得剪力墙下的隔震支座易出现拉应力而产生受拉破坏, 最终导致结构出现倾覆破坏的危险. 程华群等^[2]提出通过对上部结构优化设计, 采用大间距的隔震支座布置方式来解决隔震支座受拉问题. 但

收稿日期: 2017-06-03

基金项目: 国家自然科学基金(51578274), 教育部长江学者创新团队项目(IRT13068)

作者简介: 杜永峰(1962-), 男, 甘肃正宁人, 博士, 教授.

是,这种方式对上部结构设计要求过高,限制了结构设计,且对隔震支座布置的合适间距没有明确说明.此外,许多学者^[3-5]针对橡胶隔震支座抗拉强度低的缺点,提出了研制抗拉隔震支座的构想.但是,目前隔震抗拉支座的研究及试验验证较少,还需进一步的研究.

本次研究针对框架-剪力墙隔震结构中剪力墙下的隔震支座易出现拉应力超出允许值的问题,在不改变上部结构的前提下,提出一种针对框架-剪力墙隔震结构的设计方法(以下简称为 G-RM);并且对运用 G-RM 方法设计的隔震结构进行分析,并从水平向减震系数、隔震层位移、隔震支座应力方面验证该方法的可行性.

1 隔震支座竖向受力计算分析

隔震支座的竖向受力由水平地震作用和竖向荷载(重力和竖向地震作用)两部分引起.根据文献^[6],把框架-剪力墙基础隔震结构的剪力墙合并为一个总的剪力墙,其抗弯刚度为各剪力墙的抗弯刚度之和;框架可以合并为一个总的框架,其抗剪刚度为各框架抗剪刚度之和.总剪力墙和总框架之间用无轴向变形的连系梁连接.分析前假定:连系梁两端与总剪力墙和总框架连接为铰接;隔震支座在竖向荷载作用下承受的竖向力相同;隔震支座的水平位移都相同.

1.1 水平地震作用在隔震支座中引起的竖向力

框架-剪力墙隔震结构在水平地震作用下隔震层的倾覆力矩为

$$M = \sum_{i=1}^n m_i (\ddot{x}_i + \ddot{x}_g) h_i \quad (1)$$

式中: \ddot{x}_i 为第 i 层楼面相对与地面加速度; \ddot{x}_g 为地震输入加速度; h_i 为隔震上部结构第 i 层的高度.

总剪力墙的倾覆力矩为

$$M_w = \eta M \quad (2)$$

式中: η 为关于结构刚度特征值 λ 的公式.

隔震支座无水平剪切变形时的竖向刚度为

$$K_v = E_1 A_1 / h_1 \quad (3)$$

式中: E_1 、 A_1 和 h_1 分别为剪力墙下隔震支座的弹性模量、总面积和高度.

隔震支座发生剪切变形时的竖向刚度为

$$K_{ev} = A_e K_v / A \quad (4)$$

式中: A_e 为支座上封板与下封板重叠部分的有效面积; A 为隔震支座的面积.

根据文献^[7],上部结构的剪力墙对隔震层的转角为

$$\theta_b = \frac{M_w}{2K_{ev}ab^2} \quad (5)$$

式中: b 为结构 $1/2$ 宽度; a 为在结构 $1/2$ 宽度中布置的橡胶隔震支座排数的函数, $a = \sum_{l=1}^r (l/r)^2$,其中 r 为结构 $1/2$ 宽度中布置的橡胶隔震支座排数,如 $r = 3$,则 l 取 3.

剪力墙下最外层隔震支座在水平地震作用的竖向力为:

$$\Delta = \theta_b b = \frac{M_w}{2K_{ev}ab} \quad (6)$$

$$F_{eh} = K_{ev}\Delta = \frac{M_w}{2ab} \quad (7)$$

式中: Δ 为剪力墙下最外层隔震支座的竖向位移; F_{eh} 为水平地震作用下剪力墙最外层隔震支座的竖向力.

1.2 竖向荷载作用在隔震支座中引起的竖向力

剪力墙在竖向荷载作用下的竖向力为

$$F_G = \sum_i^n m_{wi} (g + \ddot{y} \pm \ddot{y}_g) \quad (8)$$

式中: m_{wi} 为第 i 层总剪力墙的质量; g 为重力加速度; $\ddot{y} \pm \ddot{y}_g$ 为竖向地震作用引起的绝对加速度.

剪力墙下单个隔震支座承受的竖向力:

$$F_g = F_G / t \quad (9)$$

式中: t 为隔震支座的数量.

1.3 隔震支座的竖向受力

根据 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》^[8](以下简称《抗规》)中 12.2.3 条、12.2.4 条规定,可知隔震支座在罕遇地震下的拉应力限值 $[\sigma_t]$ (不大于 1 MPa),同时隔震支座的竖向极限压应力限值不大于 30 MPa.考虑到一定的安全储备,极限压应力可以取 2 倍的设计压应力限值 $[\sigma_c]$ (甲类建筑为 10 MPa、乙类建筑为 12 MPa、丙类建筑为 15 MPa),将式(6,7)与式(9)组合为

$$\frac{F_g - F_{eh}}{A} < [\sigma_t], \quad \frac{F_g + F_{eh}}{2A} < [\sigma_c] \quad (10)$$

从式(10)可以看出,在地震作用下隔震支座的竖向受力受水平地震作用和竖向荷载两部分共同影响.若 $F_{eh} > F_g$ 时, F_{eh} 则成为隔震支座竖向受力的主导因素.因此,传统的 GM 仅考虑重力荷载的因素是片面的做法.

2 设计流程

隔震建筑一般要求上部结构水平地震作用减少一半以上.文献^[9-10]中对高层隔震建筑进行时程分析的结果表明,隔震后上部结构的水平地震作用

显著减小.根据文献[11]中对多个高层及超高层隔震结构工程实例的归纳总结,高层隔震建筑的减震效果虽不如中低层隔震建筑,但其水平地震作用也可降低 2/3 以上,即倾覆力矩降低 2/3 以上.将罕遇水平地震影响系数减少至 1/3~1/2 输入反应谱并加载到抗震结构,即抗震结构的倾覆力矩约等于隔震后上部结构的倾覆力矩,得到结构在 x 向、 y 向反应谱工况的竖向力 $F_{rh} \approx F_{ch}$.从式(10)可知隔震支座竖向受力受到倾覆力矩因素的影响,将 F_{rh} 与重力荷载之和的 1/2 值与重力荷载值两者中的较大值来作为隔震支座的设计值 P .依据 P 值不超过设计压应力限值 $[\sigma_c]$ 来布置隔震支座.

$$P = \max[G, (G + F_{rh})/2] \quad (11)$$

式中: P 为隔震支座设计值; G 为重力荷载代表值; F_{rh} 为反应谱工况的竖向力.

设计流程如图 1 所示.

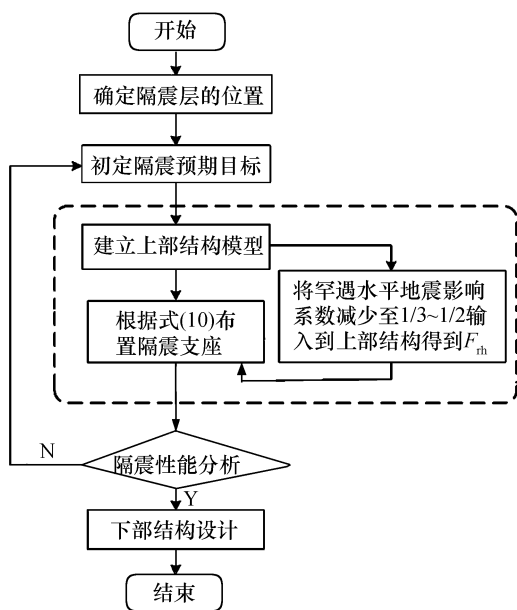


图 1 框架-剪力墙隔震结构设计流程图

Fig.1 Design flowchart of frame-shear wall vibro-isolated structure

具体设计步骤如下.

1) 首先确定隔震层的位置,初定隔震目标,建立上部结构有限元模型.

2) 将其罕遇水平地震影响系数减至 1/3~1/2 输入规范反应谱加载到抗震结构得到 F_{rh} ,根据式(10)布置隔震支座.

3) 合理选择地震波,采用时程分析计算隔震结构在设防地震作用下的水平向减震系数及罕遇地震作用下的隔震层位移、隔震支座应力,验证能否达到隔震目标.

4) 进行下部结构设计及基础设计.

3 算例建立与地震动的输入

3.1 模型简述

结构模型为基础隔震结构,上部采用框架-剪力墙结构,在隔震层通过设置转换梁将剪力墙荷载传递到隔震支座.该建筑为丙类建筑,建筑总高度为 39.3 m,地上 10 层(不包括隔震层),高宽比 2.4,建筑模型如图 2 所示.隔震层层高为 2.0 m,首层层高 4.2 m,2~10 层层高为 3.9 m.柱截面尺寸主要有:800 mm×800 mm,700 mm×700 mm,混凝土强度等级为 C30~C35.隔震层梁截面尺寸主要为 300 mm×800 mm 和 300 mm×900 mm,转换梁截面尺寸为 600 mm×1 200 mm,混凝土强度等级为 C35.上部结构梁截面尺寸主要有:250 mm×600 mm,300 mm×600 mm,300 mm×700 mm 和 300 mm×800 mm,混凝土强度等级为 C30.剪力墙厚度为 250 mm,混凝土强度等级为 C30.隔震层楼板厚度为 180 mm,顶层楼板厚度为 120 mm,中间层楼板厚度为 110 mm,混凝土强度等级为 C30.该结构设计使用年限为 50 a,场地土的类型为中硬场地土,场地类别为 II 类;基本风压按 50 a 一遇取 0.55 kN/m²,地面粗糙度类别为 B 类;区域抗震设防烈度为 8 度(0.2g).隔震设计目标为上部结构地震作用和构造均按降 1 度考虑.

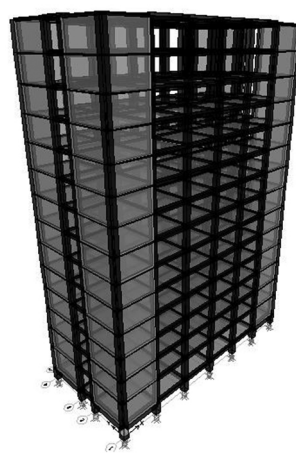


图 2 隔震结构三维模型

Fig.2 3-D model of vibro-isolated structure

3.2 隔震计算模型

对该框架-剪力墙隔震结构进行有限元建模和计算分析.上部结构采用弹性模型和刚性隔板假定,取地下室顶部为嵌固端,梁和柱均采用框架单元,剪力墙采用壳单元,楼板采用膜单元,隔震支座采用非线性连接单元.文献[12]中通过拉伸试验表明,隔震支座的竖向拉伸刚度只有压缩刚度的 1/10~1/5,

且在拉应变为 10%、拉应力为 1.5 MPa 之后拉伸刚度急剧下降;文献[13]综合考虑各项参数后,建议在实际开展隔震设计时采用拉压刚度比 1/10~1/8;文献[15]根据实测的轴向拉伸实验简化的双线性拉伸刚度模型的支座拉应力与拉压刚度比 1/10 较为接近,建议隔震支座拉伸刚度可取为压缩刚度的 1/10.考虑到叠层橡胶支座拉压刚度不等,取受拉刚度为受压刚度的 1/10,在 SAP2000 中采用 Isolator1 (隔震支座单元)单元和 Gap 单元(缝单元)并联的方式模拟拉压刚度非线性.结构动力特性分析采用 RITZ 法求解振型,时程分析采用 FNA 法[15].

隔震支座布置方案一根据《建筑抗震设计规范》[8]采用传统方法 GM.隔震支座的设计值为重力荷载,依据重力荷载代表值的竖向压应力不超过压应力限值 $[\sigma_c]$ 的方法来布置,具体布置方案见图 3.

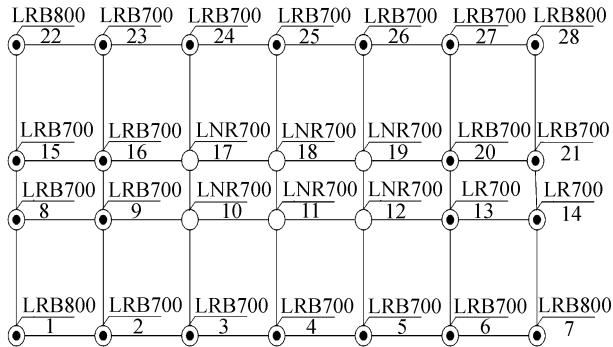


图 3 隔震支座布置方案一

Fig.3 Arrangement scheme I of vibro-isolation bearing

隔震支座布置方案二根据上文提出的框架-剪力墙隔震结构设计方法(G-RM)布置隔震支座.隔震支座的设计值为式(11)计算所得 P 值.具体设计流程可见图 1.原抗震结构抗震设防烈度为 8 度(0.2g),罕遇地震下水平地震影响系数为 0.9.将水平地震影响系数降至为 0.3,输入反应谱工况,计算所得 F_{th} 代入式(11)求得 P 值,具体布置方案见图 4.隔震支座力学性能参数见表 1.

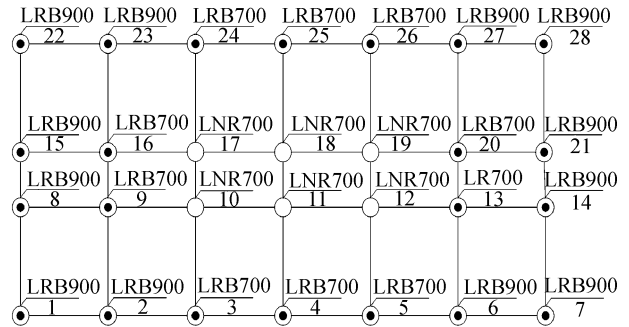


图 4 隔震支座布置方案二

Fig.4 Arrangement scheme II of vibro-isolation bearing

3.3 地震动的输入

采用针对中硬场地建议的地震(ATC-63),从太平洋地震工程研究中心(PEER)的地震动数据库选取近场地震动 10 条,地震动信息见表 2.将地震波分别沿 x 向、y 向输入,地震峰值加速度取设防地震作用(PGA=200 cm/s²)和罕遇地震作用(PGA=400 cm/s²).

表 1 隔震支座力学性能参数

Tab.1 Mechanical property parameter of vibro-isolation bearing

型号	竖向承载力 /kN	竖向刚度 /(kN·mm ⁻¹)	屈服前刚度 /(kN·m ⁻¹)	屈服后刚度 /(kN·m ⁻¹)	100%水平性能等效水平刚度/(kN·m ⁻¹)	屈服力 /kN
LRB700	5 769	3 661.2	20 260	2 019	3 071	127.7
LRB800	7 536	4 399.5	22 870	2 374	3 606	166.8
LNR700	5 769	3 285.4			1 925	
LRB900	9 538	5 553.9	26 030	2 575	3 918	211.1

表 2 地震动记录参数

Tab.2 Records parameters of seismic vibration

序号	震级	年代	名称	地震台	分量
1	6.53	1979	Imperial Valley-06	El Centro Array # 7	IMPVALL_H_H-E07230
2	6.54	1987	Superstition Hills-02	Parachute Test Site	SUPER.B_B-PTS315
3	6.93	1989	Loma Prieta	Saratoga-Aloha Ave	LOMAP_STG090
4	7.51	1999	Kocaeli Turkey	Yarimca	KOCAELI_YPT060
5	7.01	1992	Cape Mendocino	Petrolia	CAPEMEND_PET090
6	7.28	1992	Landers	Lucerne	LANDERS_LCN345
7	6.69	1994	Northridge-01	Rinaldi Receiving Sta	NORTHR_RRS318
8	7.51	1999	Kocaeli Turkey	Izmit	KOCAELI_IZT180
9	7.62	1999	Chi-Chi Taiwan	TCU065	CHICHI_TCU065-E
10	7.14	1999	Duzce Turkey	Duzce	DUZCE_DZC180

4 计算结果分析

4.1 水平向减震系数对比

《抗规》中采用设防地震作用下层间剪力比和楼层倾覆力矩比两者中的较大值作为高层隔震的水平向减震系数.由图 5 可知,最大水平向减震系数为 G-RM 的 y 向层间剪力比 0.368,且 G-RM 的水平向减震系数大于 GM 的水平向减震系数.这是因为采用 G-RM 布置的隔震支座的直径更大,使得隔震层的水平刚度更大.但两种方法的水平向减震系数都小于 0.4,倾覆力矩减少了约 2/3,根据《抗规》隔震后结构比非隔震时水平地震作用要降低 1 度.

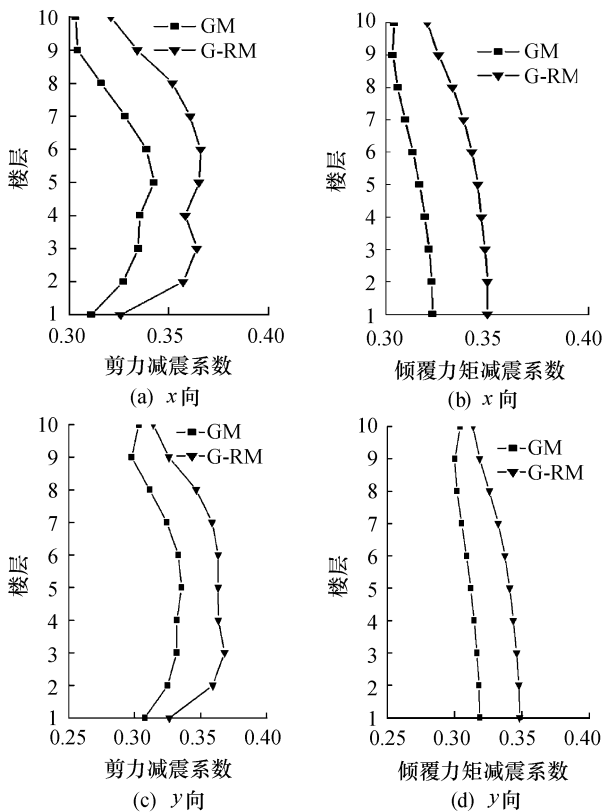


图 5 减震系数对比

Fig.5 Contrast of damping coefficient

4.2 位移反应对比

两种方法布置的隔震支座最小直径均为 700 mm,最小橡胶总厚度为 150 mm.根据抗规 12.2.3 条要求,罕遇地震作用下隔震支座最大位移应小于 0.55 倍的支座有效直径与 3 倍橡胶总厚度两者中的较小值,所以最大位移限值为 385 mm.由图 6 可知,G-RM 和 GM 计算结果均满足最大位移限值要求.G-RM 布置的隔震层刚度大于 GM 布置的隔震层刚度,所以 G-RM 的隔震层位移小于 GM 的隔震层位移.根据《抗规》可知,框架-剪力墙结构的弹性层间位移角限值为 1/800.由图 7 可知,该隔震结构上

部结构的最大层间位移发生在 6 层的 x 方向,层间位移角为 1/821,表明上部结构在罕遇地震作用下仍处于弹性阶段.

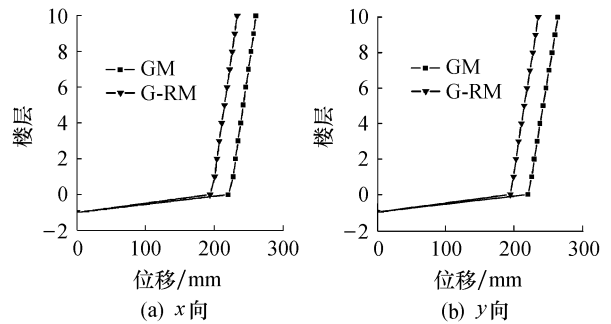


图 6 隔震结构位移反应

Fig.6 Displacement response of vibro-isolated structure

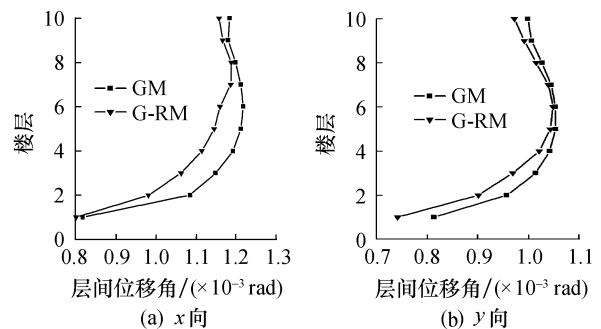


图 7 结构层间位移角

Fig.7 Interlaminar drift angle of structure

4.3 隔震支座应力对比

根据《抗规》12.2.3、12.2.4 条规定:隔震支座在罕遇地震的水平向和竖向地震同时作用下,支座拉应力不应大于 1 MPa,支座压应力不应大于 30 MPa.隔震支座拉应力验算采用荷载组合为:1.0D ± 1.0F_{eh} - 0.5F_{ev},隔震支座压应力验算采用荷载组合为:1.0D + 0.5L ± 1.0F_{eh} + 0.5F_{ev}(其中,D 为恒荷载;L 为活荷载;F_{eh} 为水平地震作用;F_{ev} 为竖向地震作用),8 度设防地区竖向地震取 0.3 倍重力荷载,即 F_{ev} = 0.3(1.0D + 0.5L).因此,拉压应力荷载组合改写为:0.85D ± 1.0F_{eh} - 0.075L,1.15D ± 1.0F_{eh} + 0.575L,式中 F_{eh} 取结构在 10 组地震动作用下结构水平地震作用的平均值.经用荷载组合公式计算罕遇地震下各隔震支座的应力结果见图 8.

由图 8 可知,在 GM 中,剪力墙下编号为 1、2、6、7、8、14、15、21、22、23、27、28 的隔震支座均出现拉应力,其中编号为 2、6、8、14、15、21、23、27 的隔震支座拉应力超出 1 MPa.由于在框架-剪力墙结构中剪力墙承受了大部分倾覆力矩,使支承体系在竖向产生较大的抗倾覆力,而产生的抗倾覆力常常是大于竖向荷载的,会导致隔震支座产生拉应力,因此

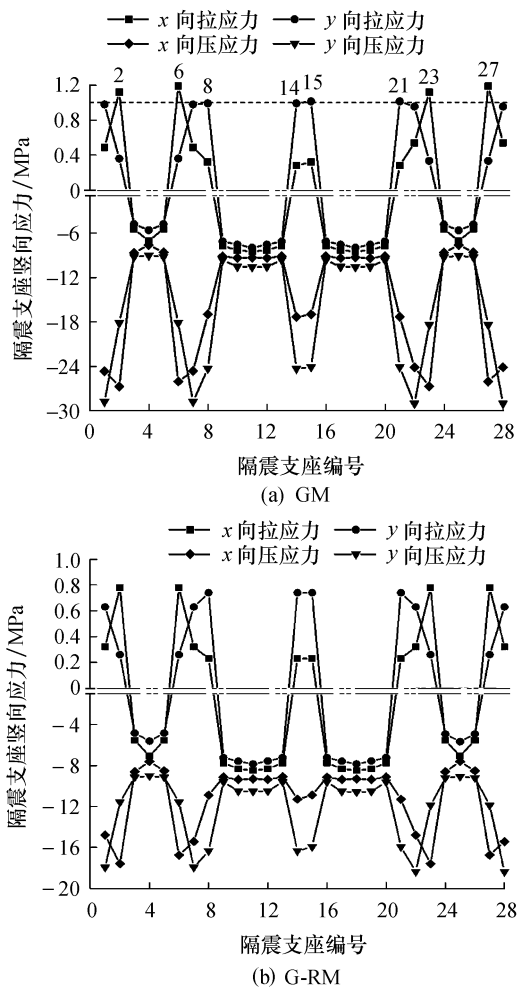


图 8 隔震支座竖向应力

Fig.8 Vertical stress of vibro-isolation bearing

不考虑框架-剪力墙隔震结构在水平地震作用下剪力墙倾覆力矩的因素,仅根据重力荷载代表值来布置框架-剪力墙隔震结构的隔震支座是有弊端的。GM 不能准确选取在框架-剪力墙隔震结构中剪力墙下的隔震支座,难以避免剪力墙下隔震支座拉应力超出允许值,在设计过程中会造成多次反复计算。在 G-RM 中剪力墙下编号为 1、2、6、7、8、14、15、21、22、23、27、28 的隔震支座均出现拉应力,相比于 GM 都有一定的减小;且拉应力都小于 1 MPa,未超过允许值;同时压应力也有所减小。这说明本次提出的框架-剪力墙隔震结构设计方法可以更为准确地选取剪力墙下的隔震支座,避免剪力墙下隔震支座拉应力超出允许值。

5 结论

1) 依据重力荷载代表值在小高层框架-剪力墙

隔震结构中选取的隔震支座,不能避免剪力墙下隔震支座拉应力超出允许值的问题。

2) 考虑到框架-剪力墙结构中剪力墙承担大部分倾覆力矩的这一因素,提出了适用于小高层框架-剪力墙隔震结构的设计方法(G-RM)。G-RM 能够在框架-剪力墙隔震结构设计中更为准确地选择隔震支座,有效避免隔震支座拉应力超出允许值。分析结果表明此方法更为便捷有效。

3) 文中针对小高层框架-剪力墙隔震结构的设计方法只是验证了其在设防与罕遇地震作用下的可行性,其在极罕遇地震作用下的可行性还有待研究。

参考文献:

[1] 韩强,刘文光,杜修力.大高宽比隔震结构隔震层参数确定及地震反应简化计算[J].兰州理工大学学报,2006,32(1):121-125.

[2] 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.

[3] 周云,邓雪松,邹征敏.一种复合抗拉叠层橡胶隔震支座:101709594B [P].2010-05-19.

[4] 王栋,吕西林.具有抗拉功能的隔震支座力学性能试验研究[J].建筑结构学报,2015,36(9):124-132.

[5] ABHUIYAN A R, ALAM M S. Seismic performance assessment of high way bridges equipped with superelastic shape memory alloy-based laminated rubber isolation bearing [J]. Engineering Structures, 2013, 49(2): 396-407.

[6] 刘彦辉,谭平,周福霖,等.高层框架-剪力墙隔震结构地震响应研究[J].工程力学,2015,32(3):134-139.

[7] 李宏男,吴香香.橡胶垫隔震支座结构高宽比限值研[J].建筑结构学报,2003,24(2):14-19.

[8] 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.

[9] 曲哲,叶列平,潘鹏.高层建筑的隔震原理与技术[J].工程抗震与加固改造,2009,31(5):58-63.

[10] 苏键,温留汉·黑沙,周福霖.高层隔震建筑性能分析[J].建筑结构,2009,39(11):40-42.

[11] 日本建筑学会.隔震结构设计[M].刘文光,译.北京:地震出版社,2006.

[12] 韩强,杜修立,刘文光,等.橡胶隔震支座拉伸性能试验研究[J].北京工业大学学报(自然科学版),2006,32(3):208-212.

[13] 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(5):232-240.

[14] 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(3):177-182.

[15] 北京金土木软件技术有限公司.SAP2000 中文版使用指南[M].北京:人民交通出版社,2010.