

文章编号:1674-2974(2016)03-0066-09

带刚性伸臂减震层高层结构 抗震性能对比与分析*

汪梦甫[†], 杨晗琦

(湖南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410082)

摘要:通过推导三角形形式钢管伸臂对有效层间位移的放大公式,得到了带刚性伸臂减震层高层结构中黏滞阻尼器的模态附加阻尼比计算公式.以一个框架-核心筒结构为例,对其分别设置刚性伸臂减震层、对角支撑减震层及加强层在近场脉冲波和非脉冲波作用下的抗震性能进行了对比与分析.结果表明,带刚性伸臂减震层高层结构的抗震性能在3类结构中最为优越,而脉冲波则会导致层间位移等性能指标大幅增加,设计时不容忽视.同时,带刚性伸臂减震高层结构抗震性能的提高与剪力墙到外框柱轴线间的距离成正比,与层高成反比,与阻尼器竖向夹角的余弦相关.

关键词:带加强层结构;减震结构;黏滞阻尼器;阻尼;近场脉冲地震波

中图分类号:P315.9

文献标识码:A

Comparative Analysis of Seismic Performance on High-rise Building with Damped Rigid Outrigger Storeys

WANG Meng-fu[†], YANG Han-qi

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

Abstract: Through deriving the amplification formula of effective inter-storey displacement for triangle form steel outriggers, the formula of additional modal damping ratio for the high-rise building with damped rigid outriggers were presented. Taking the frame-core-tube structure as an example, the frame-core-tube structures with damped rigid outriggers, diagonal-brace damping layers, and strengthened storeys, respectively, under the action of pulse-like earthquake waves and non pulse-like earthquake waves were analyzed and compared. The computing results show that the structure with damped rigid outriggers exhibits the best seismic performance in the above three frame-core-tube structures, and the pulse-like earthquake waves make a great enhance on seismic performance of the high-rise buildings. Meanwhile, seismic performance of the structure with damped rigid outriggers is in proportion to the distance of shear wall to outside frame column, but inversely proportional to storey height, and related to the angle of viscous damper.

Key words: structure with strengthened storey; structure with energy dissipate device; viscous damper; damping; pulse-like earthquake wave

* 收稿日期:2015-04-10

基金项目:国家自然科学基金资助项目(51278181, 50978091), National Natural Science Foundation of China(51278181, 50978091)

作者简介:汪梦甫(1965-),男,湖北通城人,湖南大学教授,博士生导师

[†] 通讯联系人, E-mail: wangmengfu@126.com

目前对于 200 m 以上高层框筒结构多采用布置加强层的方式来减小层间位移,但其对结构整体刚度的增加导致了结构所承受的地震作用也大幅增加,从而导致结构的材料用量增大.从节省费用的角度而言不够经济,这是一种通过“硬抗震”来使结构满足抗震设计规范性能要求的方法.而阻尼器的出现,使得耗散地震中输入结构的能量成为可能,为高层结构的“软抗震”提供了一种有效方法.

林绍明等^[1]提出将加强层桁架中的支撑用耗能部件(支撑+阻尼器)代替,即布置耗能减震层来代替加强层.对于耗能减震层,阻尼器可采用多种布置方式,常见的有:对角支撑式布置、人字形布置、上支撑式布置、下支撑式布置、逆向支撑式布置等^[2];Jeremiah^[3],Smith 等^[4]提出了在刚性伸臂末端与外框架柱(刚性伸臂末端与外框架柱相分离)之间布置竖向阻尼器的方法,在马尼拉 2 栋 60 层的双子楼中得到应用^[5],经济效果显著.

对各种阻尼器布置方式的抗震性能进行分析发现,上支撑式布置、下支撑式布置、逆向支撑式布置等布置方式的耗能能力的提高均是在对所在层层间位移进行放大的基础上获得的,与对角支撑布置和人字形布置一样,其阻尼力水平分量很大.

刚性伸臂减震高层结构采用竖向布置的黏滞阻尼器,能够有效放大高层结构的层间变形,其所产生的阻尼力主要分量为竖向,水平向近似可忽略不计,与上述布置方式有着截然不同的传力方向.

沈蒲生等^[6]在对带单道和两道加强层高层结构进行简化的基础上,推导了模型自由振动的理论公式,并建立了带 3 道和 4 道加强层高层结构模型;杨晗琦等^[7]对刚性伸臂减震高层结构的阻尼器参数选取、布置位置、数量和总阻尼系数的取值进行了研究;林绍明等^[1]对对角支撑布置减震层高层结构进行了大量研究,得到了减震层最佳布置数量和位置,这为对这 3 类结构进行对比分析提供了参考.

本文将刚性伸臂减震高层结构与对角支撑减震高层结构、带加强层高层结构的抗震性能进行对比分析,以比较在细长型高层框筒结构中采用何种改进措施更为经济合理.

1 模态附加阻尼比计算公式推导

1.1 已有附加阻尼比公式

非线性黏滞阻尼器阻尼力与位移的关系为:

$$F = C\dot{u}^\alpha. \quad (1)$$

式中: u 为阻尼器两端的位移幅值; α 为黏滞阻尼器的阻尼指数.

FEMA273,274 给出了加设线性黏滞阻尼器的结构的附加阻尼比计算公式.

$$\xi_{eq} = \sum_j E_j / 4\pi U_t. \quad (2)$$

式中: E_j 为第 j 个阻尼器单周简谐运动所耗散的能量; U_t 为结构的最大潜在应变能量.Constantinou 等^[8]在此基础上推导了多层结构中黏滞阻尼器单周简谐振动第 k 模态的能量耗散公式.

$$\sum_j E_j = \frac{2\pi^2}{T_k} \sum_j C_j \cos^2 \theta_j (\varphi_j - \varphi_{j-1})^2. \quad (3)$$

式中: φ_j, φ_{j-1} 分别为第 j 和 $j-1$ 层在结构第 k 阶振动模态下的水平模态位移; T_k 为结构第 k 阶振动模态的周期; C_j 为第 j 层的阻尼器总阻尼系数; θ_j 为第 j 层阻尼器轴向与水平面的夹角.地震作用下结构的最大应变能可用下式衡量:

$$U_t = (2\pi^2 \sum_i m_i \varphi_i^2) / T_k^2. \quad (4)$$

由此可得结构第 k 模态的等效阻尼比计算公式为:

$$\xi_k = \frac{T_k \sum_j C_j \cos^2 \theta_j (\varphi_j - \varphi_{j-1})^2}{4\pi \sum_i m_i \varphi_i^2}. \quad (5)$$

FEMA273 给出了线性黏滞阻尼器附加阻尼比计算公式:

$$\xi_k = \frac{T \sum_j C_j \cos^2 \theta_j \phi_{rj}^2}{4\pi \sum_i m_i \phi_i^2}.$$

式中: ϕ_{rj} 为第 1 模态第 j 个黏滞阻尼器两端的相对水平位移; T 为第 1 模态自振周期.

Soong 和 Hwang 等^[9-10]给出了附设非线性黏滞阻尼器多层结构的附加阻尼比计算公式为:

$$\xi_d = \frac{T^{2-\alpha} \sum_j C_j \lambda \cos^{1+\alpha} \theta_j (\varphi_j - \varphi_{j-1})^{1+\alpha}}{(2\pi)^{3-\alpha} A^{1-\alpha} \sum_i m_i \varphi_i^2}. \quad (6)$$

λ 参数可由下式计算:

$$\lambda = 2^{2+\alpha} \frac{\Gamma^2(1+\alpha/2)}{\Gamma(2+\alpha)}. \quad (7)$$

式中: α 为黏滞阻尼器阻尼指数; Γ 为伽马函数; A 为模态位移; φ_i 归一化为屋顶单位值时所对应的屋顶响应幅值.

Hwang^[10]通过建立 20 层的框架结构模型论证了公式(5)和(6)仅适应于中低层以剪切型变形为主的结构,而对于高层结构,由于未考虑弯曲变形影响,其大大高估了结构的附加阻尼比(即未考虑有害

位移的影响^[11]). 对角支撑减震结构层间变形如图 1 所示, H 为层高, D 为外框柱轴心到墙边间距.

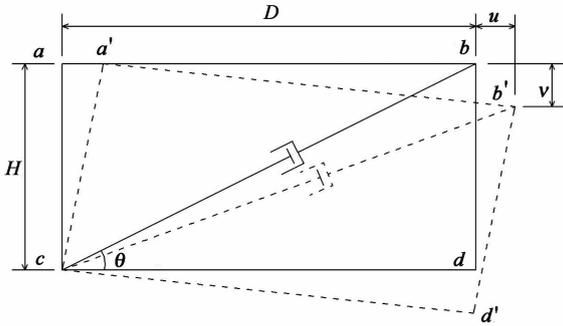


图 1 对角支撑减震结构层间变形图

Fig. 1 The interlayer deformation of structure with diagonal bracing damping story

在此基础上 Hwang 推导了采用线性黏滞阻尼器的对角支撑减震高层结构考虑弯曲变形因素在内的附加模态阻尼比计算公式:

$$\xi_d = \frac{T \sum_j C_j [(\varphi_h)_{rj} \cos \theta_j - (\varphi_v)_{rj} \sin \theta_j]^2}{4\pi \sum_i m_i (\varphi_h)_i^2}; \quad (8)$$

$$\cot \theta_j = D_j / H_j. \quad (9)$$

式中: T 为第 1 阶模态结构的自振周期; $(\varphi_h)_{rj}$ 为第 j 层第 1 阶模态的水平位移; $(\varphi_v)_{rj}$ 为第 j 层第 1 阶模态的竖向位移; D_j 为第 j 层外框架柱轴心到混凝土墙面的距离; H_j 为第 j 层减震层层高; $(\varphi_h)_i$ 为第 i 层第 1 阶模态的水平方向位移, 将式(9)代入式(8)可得:

$$\xi_d = \frac{T \sum_j C_j [(\varphi_h)_{rj} \frac{D_j}{H_j} - (\varphi_v)_{rj}]^2}{4\pi \sum_i m_i (\varphi_h)_i^2} \frac{H_j^2}{D_j^2 + H_j^2}. \quad (10)$$

1.2 刚性伸臂减震高层结构附加阻尼比公式推导

对于刚性伸臂减震高层结构的变形(图 2), 采用线性黏滞阻尼器时, 考虑到刚性伸臂与墙 ac 为稳定的三角形, 且杆件长度变化极小, 故可认为在结构发生层间位移时其构型不变化, 此时, 考虑框筒结构的弯曲变形因素在内的附加模态阻尼比计算公式为:

$$u_D = \left(\frac{D}{H}u - v\right) \cos \gamma. \quad (11)$$

式中: γ 为阻尼器与外框柱间的夹角; u 为 c, b 点水平位移; v 为 c, b 点竖向位移. $\cos \gamma$ 由下式计算:

$$\cos \gamma = H / \sqrt{4(D - D_1)^2 + H^2}. \quad (12)$$

其中 D_1 为刚性伸臂的长度.

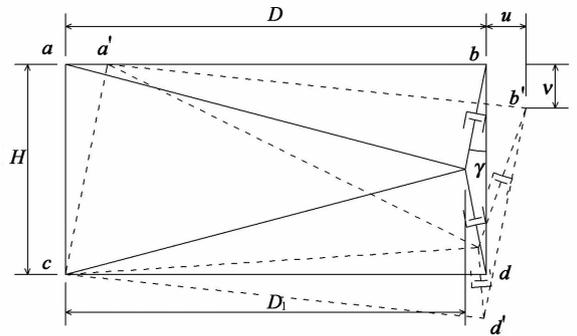


图 2 刚性伸臂减震结构层间变形图

Fig. 2 The interlayer deformation of structure with damped rigid outrigger story

$$u_D = \cos \gamma \times \cos \frac{2\pi t}{T} \left(\frac{D}{H}u_0 - v_0\right). \quad (13)$$

式中: u_0, v_0 分别为 u, v 的峰值.

$$E_D = \frac{2\pi^2 C}{T} \left(\frac{D}{H}u_0 - v_0\right)^2 \cos^2 \gamma; \quad (14)$$

$$\sum_j E_D = \frac{2\pi^2}{T} \sum_j C_j \left[\frac{D_j}{H_j} (\varphi_h)_{rj} - (\varphi_v)_{rj}\right]^2 \cos^2 \gamma_j; \quad (15)$$

$$\xi_d = \frac{T \sum_j C_j \left[\frac{D_j}{H_j} (\varphi_h)_{rj} - (\varphi_v)_{rj}\right]^2}{4\pi \sum_i m_i (\varphi_h)_i^2} \cos^2 \gamma_j. \quad (16)$$

由式(16)可知, 阻尼器竖向布置时, $\cos \gamma_j = 1$, 化简后刚性伸臂减震结构的模态附加阻尼比为:

$$\xi_d = T \sum_j C_j \left[\frac{D_j}{H_j} (\varphi_h)_{rj} - (\varphi_v)_{rj}\right]^2 / 4\pi \sum_i m_i (\varphi_h)_i^2. \quad (17)$$

此时为对角支撑减震结构的 $(D_j^2 + H_j^2) / H_j^2$ 倍, 可见, 当刚性伸臂的长度大于层高较多时, 刚性伸臂减震结构对于黏滞阻尼器起到了放大层间位移的效果, 其减震性能大大优于对角支撑减震结构.

对于减震结构中布置的是非线性黏滞阻尼器的情况, Hwang^[10] 给出了黏滞阻尼器附加阻尼比的计算公式为:

$$\xi_d = \frac{T^{2-\alpha} \sum_j C_j \lambda_j [(\varphi_h)_{rj} (f_h)_j - (\varphi_v)_{rj} (f_v)_j]^{1+\alpha}}{(2\pi)^{3-\alpha} A^{1-\alpha} \sum_i m_i (\varphi_h)_i^2}. \quad (18)$$

式中: $(f_h)_j, (f_v)_j$ 分别为第 j 层黏滞阻尼器分别在水平方向和竖直方向上的放大因子(不同的布置数值不同).

Hwang 给出了对角支撑减震结构的放大因子:

$$(f_h)_j = \cos \theta_j = D_j / \sqrt{H_j^2 + D_j^2};$$

$$(f_v)_j = \sin \theta_j = H_j / \sqrt{H_j^2 + D_j^2}. \quad (19)$$

对于刚性伸臂减震结构, 本文推导得其放大因子分别为:

$$(f_h)_j = (D_j/H_j) \cos \gamma_j; \quad (f_v)_j = \cos \gamma_j. \quad (20)$$

2 对比分析模型的建立

某钢框架-混凝土核心筒结构共 50 层, 各层层高 3.5 m, 外框架尺寸为 10 m×10 m 柱网, 具体尺寸见图 3. 钢框架中柱尺寸为 750 mm×750 mm×65 mm; 角柱尺寸为 1 000 mm×1 000 mm×75 mm; 主钢框架梁尺寸为 700 mm×300 mm×13 mm×24 mm; 均采用 Q390 钢, 钢结构材料弹性模量为 206 000 N/mm²; 混凝土核心筒外围墙厚为 500 mm, 中间隔墙厚 300 mm, 采用 C40 混凝土, 弹性模量为 32 600 N/mm²; 楼盖为压型钢板-混凝土组合板, 混凝土为 C30, 弹性模量为 29 790 N/mm²; 楼面恒载为 8 kN/m², 活载为 2 kN/m², 基本风压为 0.4 kN/m², 基本雪压为 0.45 kN/m², 地面粗糙度为 B 类, 基本设防烈度为 7 度, 2 类场地, 第 1 组, 阻尼比为 0.04, 外墙 240 厚灰砂砖, 窗户面积每个为 1.6 m×1.6 m.

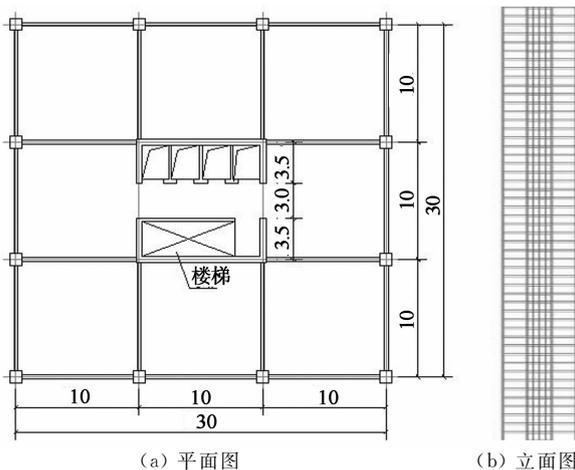


图 3 框筒结构平面与立面布置图
Fig. 3 The plane and elevation layout of frame-tube structure

参考文献[2,6-7]可知, 考虑到本文所采用模型的高度不够大, 对这 3 类结构, 本文选择布置两道减震层或加强层. 考虑到对结构沿竖向各楼层剪力和层间位移比较的便利性, 同时参考前述文献中减震层或加强层对结构抗震性能的影响, 拟统一布设

在第 20 层和第 45 层.

带加强层结构如图 4 所示, 加强层斜撑采用 700 mm×300 mm×13 mm×24 mm 钢梁. 刚性伸臂减震结构的伸臂采用方钢管, 尺寸为 700 mm×700 mm×100 mm×100 mm, 经试算可知, 当方钢管惯性矩保持不变和方钢管惯性矩放大 100 倍时, 导致的顶点位移和顶点加速度的变化分别在 1/100 以内和 5/100 以内, 故本文中不对方钢管惯性矩放大, 认为其为近似刚性伸臂.

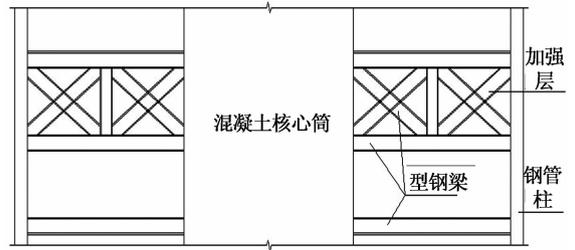


图 4 带加强层结构布置图
Fig. 4 The layout of structure with strengthened layers

对角支撑减震层阻尼器布置如图 5 所示, 刚性伸臂减震层阻尼器布置如图 6 所示, 每个减震层均布置 16 个黏滞阻尼器, 即每层每榀框架布置 4 个, 其布置方式为在刚性伸臂末端与外围框架柱之间近似竖向布置.

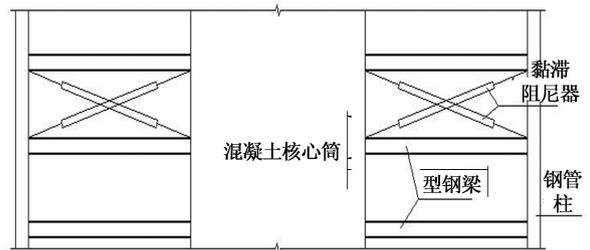


图 5 对角支撑减震结构布置图
Fig. 5 The layout of structure with diagonal-brace damping layers

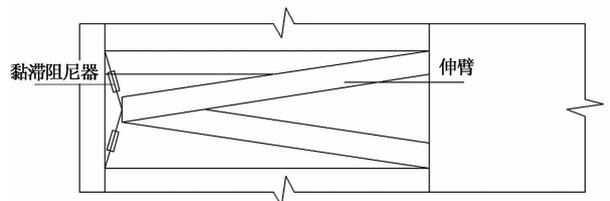


图 6 刚性伸臂减震层布置图
Fig. 6 The layout of structure with damped rigid outrigger storeys

选定阻尼器阻尼指数 α 为 0.5, 参考速度取 1 m/s², 连接弹簧刚度取阻尼系数的 200 倍. 各模型均采用

MIDAS Gen 软件建立,地震波为双向加载,Y 向按 X 向峰值比例减小,峰值速度为 0.035 g,假定小震作用下为弹性,结构各模态固有阻尼比均取 0.04.

3 对比地震波的选择

汪梦甫等^[12]发现近场脉冲波在中短周期段内等强度位移比谱要高一些;陈昉健等^[13]认为脉冲波相比非脉冲波对锈蚀后的钢筋混凝土桥墩更不利.因此研究近场脉冲波对长周期结构抗震性能的影响是有实际意义的.标准化速度平方累积值(NCSV)是对地震波速度时程曲线各时刻速度的平方,NCSV 差值指在脉冲地震波第 1 个脉冲的最后一个零交点和第 1 个零交点之间的标准化速度平方累积值的差值(该值较大可认为能量在第 1 个脉冲波内增加迅速).与第 1 速度脉冲毗邻的附加速度脉冲数被认为可反映第 1 速度脉冲的能量集中度,因此和 NCSV 差值一起被认为是可以有效反映地震波近断层脉冲特性的参数.Hayden 等^[14]提出采用附加半周期速度脉冲数和 NCSV 差值来评价地震波的脉冲特性,当 NCSV 差值大于 0.7 时,给分 100%,当 NCSV 差值小于 0.5 时,给分 0%,当 NCSV 差值为 0.5~0.7 时则线性给分;相邻脉冲数小于 1.5 时,给分 100%,大于 2.5 时,给分 0%,相邻脉冲数为 1.5~2.5 时则线性插值,取双参数的平均值大于

60%为脉冲波的评价标准,有效避免了单参数评价法则的单一性.从太平洋地震工程中心的强地震波数据库选取了 673 条近断层地震波,采用上述评判法则挑选出 141 条具有明显脉冲特性的地震波.本文所用的非脉冲波和脉冲波均从太平洋地震工程中心的强地震波数据库中按照加速度反应谱相近的原则选取,其各条地震波均应满足《高层建筑混凝土结构技术规程》第 4.3.5 条,即单条时程曲线的结构基底剪力不应小于反应谱法的 65%,且多条时程基底剪力的平均值不应小于反应谱法的 80%.对框筒结构进行多遇地震反应谱分析,得到其 X 向的基底剪力为 7 700 kN,其中近断层脉冲地震波还应满足 Hayden 等^[14]给出的脉冲地震波评价标准,并按照脉冲周期与结构前 3 阶自振周期相接近的原则选取.框筒结构、带加强层结构(黏滞阻尼减震结构不改变自振周期)前 3 阶自振周期如表 1 所示,故脉冲波脉冲周期的选取应为 3~8 s.选出的脉冲波、非脉冲波分别见表 2 和表 3.

表 1 前 3 阶自振周期

Tab. 1 The first three order natural vibration period

阶数	周期/s	
	框筒结构	带加强层
1	7.17	6.39
2	7.02	6.16
3	3.88	3.85

表 2 脉冲地震波

Tab. 2 Pulse-like earthquake waves

NGA 编号	地震名	记录站点	震级 (M_w)	最近距离 /km	最大 PGV /($\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$)	PPV /($\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$)	脉冲周期/s
173	Imperial Valley-06	EI Centro Array #10	6.5	8.6	58	73	6.7
185	Imperial Valley-06	EI Centro Differential Array	6.5	7.5	74	96	7.5
802	Loma Prieta	Saratoga-Aloha Ave	6.9	8.5	58	62	6.2
803	Loma Prieta	Saratoga-W Valley Coll	6.9	9.3	77	83	6.3
879	Landers	Lucerne	7.3	2.2	134	170	4.4
1176	Kocaeli, Turkey	Yarimca	7.5	4.8	93	155	4.4
6897	Darfield, New Zealand	DSL/C	7.0	8.5	67	107	6.7
6911	Darfield, New Zealand	HORC	7.0	7.3	106	127	7.1
6927	Darfield, New Zealand	LINC	7.0	7.1	117	141	6.3
6960	Darfield, New Zealand	RHSC	7.0	13.6	64	104	7.7

4 3 类结构抗震性能对比

采用前述选出的脉冲波和非脉冲波对 4 种结构在多遇地震作用下进行快速时程反应分析,可得到

4 种结构的顶点位移、最大层间位移、底部剪力、底部弯矩、顶点加速度、侧向刚度比最小值 $\gamma_{2\min}$ 、底部嵌固侧向刚度比 γ_{2d} 及其相对框筒结构的减小比率如表 4 所示.

表 3 非脉冲地震波
Tab. 3 Non pulse-like earthquake waves

NGA 编号	地震名	记录站点	震级 (M_w)	最近距离 /km	最大 PGV /($\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$)
86	San Fernando	San Onofre-So Cal Edison	6. 61	124. 80	2. 62
92	San Fernando	Wheeler Ridge-Ground	6. 61	52. 60	2. 71
840	Landers	Big Tujunga	7. 28	144. 10	4. 48
867	Landers	LA-Fletcher Dr	7. 28	126. 33	8. 51
875	Landers	La Crescenta-New York	7. 28	148. 50	3. 16
893	Landers	Sun Valley-Sunland	7. 28	158. 25	4. 48
1156	Kocaeli Turkey	Canakkale	7. 51	266. 17	6. 50
2100	Denali Alaska	Anchorage-K2-05	7. 90	269. 07	3. 29
3786	Hector Mine	Castaic-Hasley Canyon	7. 13	231. 72	2. 97
3834	Denali Alaska	Anchorage-Aho Res	7. 90	270. 30	4. 47

表 4 3 种结构的抗震性能对比
Tab. 4 The seismic performance comparison of three kinds of structures

性能指标	框筒结构	带加强层	对角支撑	刚性伸臂	相比框筒结构的降低比率/%		
					带加强层	对角支撑	刚性伸臂
顶点位移/m	0. 212	0. 189	0. 194	0. 129	-10. 85	-8. 49	-39. 20
最大层间位移/m	0. 005 46	0. 005 01	0. 004 95	0. 003 42	-8. 24	-9. 34	-37. 40
X 向底部剪力/kN	8 367. 7	9 566. 8	7 105. 9	6 180	14. 33	-15. 08	-26. 14
最大底部弯矩 ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	756 069	866 091	655 049	454 659	14. 55	-13. 36	-39. 80
最大顶点加速度/ ($\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$)	0. 725	0. 692	0. 641	0. 483	-4. 55	-11. 59	-33. 50
侧向刚度比最小值 $\gamma_{2\min}$	0. 976 3	0. 925	0. 559	0. 801	-5. 25	-42. 74	-18. 00
底部嵌固侧向刚度比 γ_{2d}	2. 124	2. 041	2. 332	2. 099	-3. 90	9. 79	-1. 17
顶点位移/m	0. 172	0. 138	0. 152 3	0. 095	-19. 77	-11. 45	-44. 80
最大层间位移/m	0. 004 38	0. 004 01	0. 004 05	0. 002 57	-8. 45	-7. 53	-41. 30
X 向底部剪力/kN	8 847	9 298	6 685	5 386	5. 10	-24. 43	-39. 12
最大底部弯矩/ ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	770 200	818 838	708 454	519 831	6. 30	-8. 02	-32. 50
最大顶点加速度/ ($\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$)	0. 776	0. 782	0. 617	0. 419	0. 77	-20. 50	-46. 00
侧向刚度比最小值 $\gamma_{2\min}$	0. 951 7	0. 923	0. 563	0. 753	-3. 00	-40. 84	-20. 90
底部嵌固侧向刚度比 γ_{2d}	2. 235	2. 096	2. 258	2. 072	-6. 22	1. 01	-7. 30

减小比率 = (对比结构指标 - 框筒结构指标) \times 100% / 框筒结构指标^[15]。

由表 4 可知,无论是在脉冲波还是非脉冲波作用下,3 种结构相对框筒结构均能够减小顶点位移和最大层间位移,但在非脉冲波作用下,3 种结构对顶点位移的减小效果更好(减小率更大),且非脉冲波所引发的最大层间位移、顶点位移值要小很多。对于 X 向的底部剪力和底部弯矩,两种减震高层结构均有大幅减小,其中刚性伸臂结构的减小效果更好,而带加强层结构反而有所增加,这是由于带加强层结构整体刚度更大,导致了更多的地震能量输入。对于最大顶点加速度,两种减震结构均能够有效地减小,而带加强层结构则基本没有变化。

总的来说,3 种结构在脉冲波作用下,上述指标均较非脉冲作用下差,3 种结构中以带刚性伸臂减震层高层结构的减震效果最为显著和优越。由现行《高层建筑混凝土结构技术规程》^[16]第 3. 5. 2 条规

定,对框架-剪力墙、板柱-剪力墙结构、剪力墙结构、框架-核心筒结构、筒中筒结构,楼层与其相邻上层的侧向刚度比 γ_2 可按式(21)计算,且本层与相邻上层的比值不宜小于 0. 9;当本层层高大于相邻上层层高的 1. 5 倍时,该比值不宜小于 1. 1;对结构底部嵌固层,该比值不宜小于 1. 5。

$$\gamma_2 = \frac{V_i \Delta_{i+1} h_i}{V_{i+1} \Delta_i h_{i+1}} \quad (21)$$

由表 4 可知,带加强层结构在加强层位置发生了刚度突变而形成薄弱层,其水平剪力沿竖向会有变化,加强层对侧向刚度比最小值 $\gamma_{2\min}$ 虽然有所改变,但减小不大,通过合理设计可满足规范要求;对角支撑减震结构和刚性伸臂减震结构对侧向刚度比最小值 $\gamma_{2\min}$ 都有减小作用,尤其以对角支撑减震结构为最,这应是由于其阻尼力的水平分量很大的缘故(见图 7 和图 8,导致了抗侧刚度比最小值 $\gamma_{2\min}$ 急剧减小);对于刚性伸臂减震结构,则不存在该问题,

其与水平向夹角 θ 接近 90° , 阻尼力水平分量不大, 对层剪力影响很小. 需注意的是, 脉冲波作用下抗侧刚度比最小值 γ_{2min} 要大一些.

若要使侧向刚度比 γ_{2min} 满足规范要求, 只有通过增大阻尼器支撑倾角和增加减震层数量来满足, 由文献[7]可知, θ 增大将导致阻尼放大比 f 减小, 这将导致阻尼器减震效果减弱, 而减震层增加导致

使用空间的减小, 同样不够经济.

在非脉冲波和脉冲波作用下, 对角支撑减震结构的底部嵌固侧向刚度比 γ_{2d} 相对于框筒结构有所增加, 而带加强层结构和刚性伸臂减震结构对底部嵌固侧向刚度比 γ_{2d} 均有减小, 其中非脉冲波作用下由于增大了层剪力, 侧向刚度比 γ_{2min} 和底部嵌固侧向刚度比 γ_{2d} 反而有所改善.

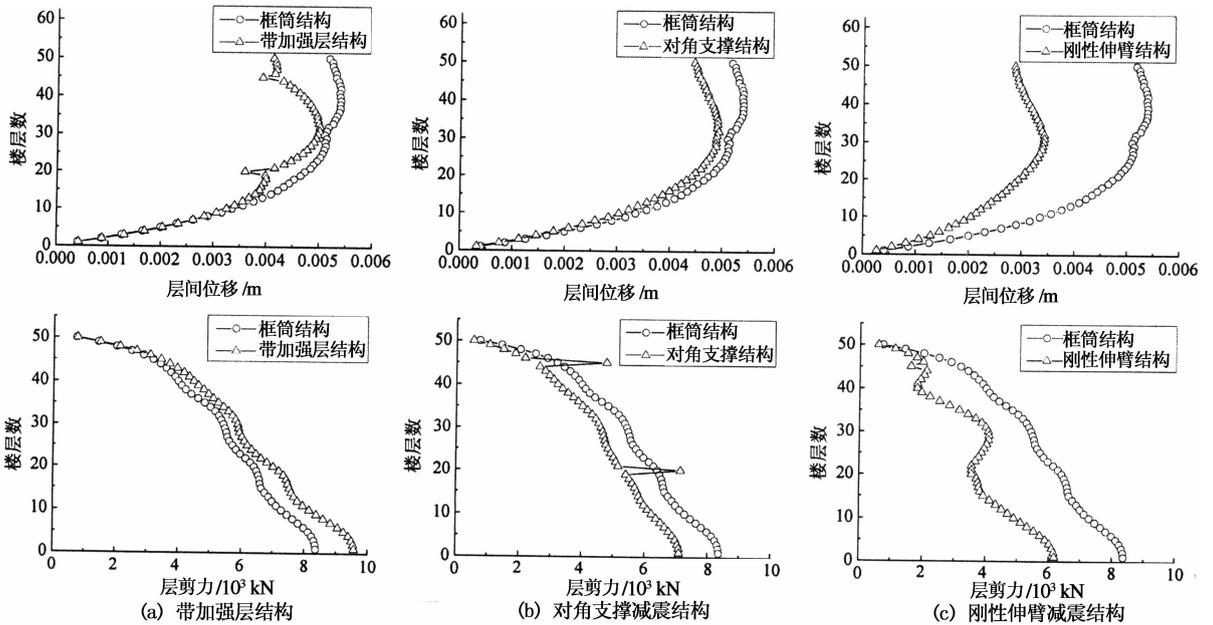


图7 脉冲波作用下3种结构与框筒结构平均层间位移和平均层剪力对比图

Fig. 7 Comparison of the average interstory displacement and story shear force of three kinds structures with frame-tube structure under the action of pulse-like earthquake waves

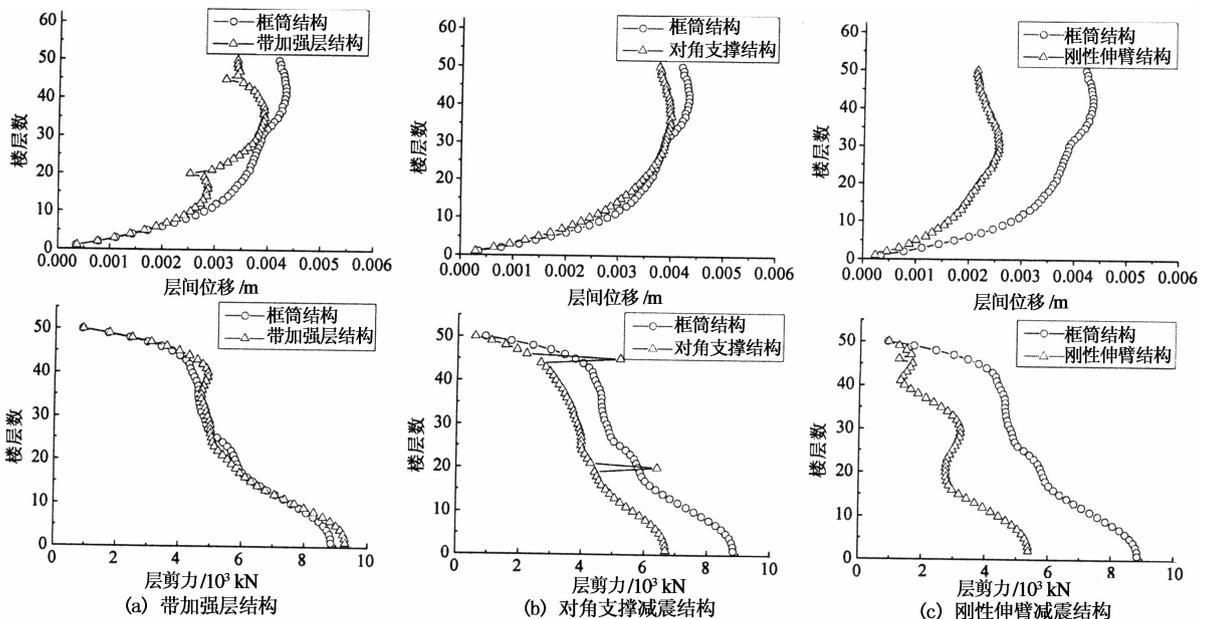


图8 非脉冲波作用下3种结构与框筒结构平均层间位移和平均层剪力对比图

Fig. 8 Comparison of the average interstory displacement and story shear force of three kinds structures with frame-tube structure under the action of non pulse-like earthquake waves

脉冲波和非脉冲波作用下 3 种结构与框筒结构层间位移均值、层剪力均值的对比如图 7 和图 8 所示. 由图 7 和图 8 可知, 刚性伸臂减震结构层间位移均值在竖向上的分布最为均匀, 带加强层结构次之, 但有较大突变. 对于层剪力均值, 带加强层结构有增加作用, 对角支撑减震结构的层剪力均值则存在巨大的突变, 而刚性伸臂减震结构突变较小, 且其对上部层剪力均值的减小效果更显著. 相对来说, 脉冲波作用下 3 类结构上部的层间位移、层剪力曲线更加饱满. 由图 9 可知, 在 803 号波作用下, 刚性伸臂减

震结构的剪力峰值相对于框筒结构减小较大, 且随时间的推移有较大的相位差, 这应该是由于其附加黏滞阻尼比较大(阻尼力存在相位差)的缘故; 带加强层结构也存在很大相位差, 这与其刚度增大导致自振周期减小有关, 而对角支撑结构的相位差则显得极为微小.

对框筒结构采取增大结构固有阻尼比的方法, 按照结构顶点位移相等的原则^[10], 可以得到对角支撑减震结构和刚性伸臂减震结构在各条波作用下的等效附加阻尼比如表 5 所示.

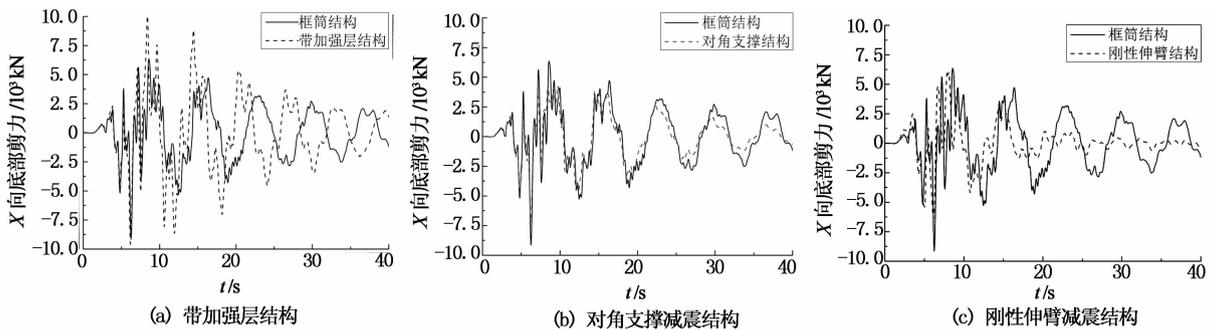


图 9 803 号波作用下 3 种结构与框筒结构剪力时程对比图

Fig. 9 Comparison of the shear force time history of three kinds of structures with frame-tube structure under the action of 803 wave

表 5 2 种减震结构的等效附加阻尼比
Tab. 5 The equivalent damping ratio of two kinds of damping structure

地震波编号	脉冲波			地震波编号	非脉冲波		
	对角支撑 ξ_1	刚性伸臂 ξ_2	比值 ξ_2/ξ_1		对角支撑 ξ_1	刚性伸臂 ξ_2	比值 ξ_2/ξ_1
173	0.020	0.112	5.60	82	0.024	0.110	4.58
185	0.024	0.137	5.71	86	0.021	0.127	6.05
802	0.026	0.113	4.35	840	0.025	0.085	3.40
803	0.0175	0.070	4.00	867	0.021	0.127	6.05
879	0.015	0.095	6.33	875	0.019	0.112	5.90
1176	0.017	0.062	3.65	893	0.020 6	0.112	5.44
6897	0.027	0.155	5.74	1156	0.030	0.183	6.10
6911	0.018	0.075	4.17	2100	0.026	0.110	4.23
6927	0.049	0.230	4.69	3786	0.019 5	0.128	6.56
6960	0.030	0.128	4.27	3834	0.033	0.174	5.27
平均值	0.024 4	0.117 7	4.85	平均值	0.023 9	0.126 8	5.36

由表 5 可知, 刚性伸臂减震结构的阻尼器等效附加阻尼比在脉冲波和非脉冲波作用下, 等效阻尼比值 ξ_2/ξ_1 的均值分别为 4.85 和 5.36. 由第 1 节中近似计算公式可得刚性伸臂减震结构相对于水平减震结构的附加阻尼比放大倍数为 4.96, 与脉冲波作用下的等效阻尼比值 ξ_2/ξ_1 的均值极为接近. 考虑到实际工程情况与计算公式间存在诸多差异, 误差应在可接受范围内. 故可使用该计算公式在初步设计时对黏滞阻尼器的选取进行估算. 另外, 脉冲波作用下结构等效阻尼比由于其层间位移大幅增加, 附加

阻尼比相对非脉冲波作用下有所减小, 这与文献[7]的推导相符, 因此在工程设计中, 大震下阻尼器的附加阻尼比可能会大幅减小, 故而大震验算是必要的.

5 结 论

本文对带刚性伸臂减震层高层结构的附加阻尼比计算公式进行了理论推导, 并将其与对角支撑减震结构和带加强层结构的抗震性能进行对比分析, 得到如下结论.

1) 刚性伸臂减震结构起到了放大层间位移的效果, 相对于对角支撑减震结构, 其放大程度取决于刚性伸臂的长度和层高的比值以及阻尼器与竖向的倾角, 并与阻尼指数的大小有关。由此可见, 通过合理选择刚性伸臂的长度和层高, 刚性伸臂减震结构的减震性能可以大大超越对角支撑减震结构。

2) 对模型的抗震分析可知, 3种结构均能够有效减小结构的最大层间位移和顶点位移。其中带加强层高层结构明显增大了地震输入结构的能量和基底剪力、基底弯矩值, 从而减小了结构的延性, 其对顶点加速度基本无影响, 甚至有所增加。两种减震高层结构实际上减小了输入结构中的能量, 对底部剪力、最大底部弯矩和顶点加速度均有很好的减小效果, 但对角支撑结构由于其阻尼力存在很大的水平分量, 从而使其侧向刚度比 γ_{2min} 较难满足《高层建筑混凝土结构技术规程》^[16] 要求, 同理: 对于上支撑式、下支撑式、逆向支撑式等布置方式, 如水平倾角较小, 此问题将随布置方式对层间位移的放大而更突出; 对于刚性伸臂减震结构, 上述问题则较易解决, 只需减小阻尼器与竖向的夹角即可, 且刚性伸臂减震结构的减震效果远远优于对角支撑减震结构。

3) 脉冲波作用下 3种结构的减震效果相对于非脉冲波作用下差, 且脉冲波导致了顶点位移和最大层间位移大幅增加, 但其底部剪力和底部弯矩却小于非脉冲波作用下的值, 其中只有对角支撑减震结构其底部嵌固侧向刚度比 γ_{2d} 的值有所增加, 这有利于结构抗震, 其他两种结构该指标均有减小, 以刚性伸臂减震结构减小最多。因此在可能发生近断层脉冲地震的区域, 考虑脉冲波的不利影响是非常有必要的, 文献^[14]给出了工程设计在不同情况下脉冲波选取数量的计算公式。

参考文献

- [1] 林绍明, 周云, 邓雪松. 带粘滞减震层高层结构的优化分析[J]. 土木工程学报, 2013, 46(10): 71-81.
LIN Shao-ming, ZHOU Yun, DENG Xue-song. Optimization analysis of high rise structure with viscous energy-dissipation story[J]. China Civil Engineering Journal, 2013, 46(10): 71-81. (In Chinese)
- [2] SIGAHER A N, CONSTANTINOU M C. Scissor-jack-damper energy dissipation system[J]. Earthquake Spectra, 2003, 19(1): 133-158.
- [3] JEREMIAH C. Application of damping in high-rise buildings [D]. Boston: Massachusetts Institute of Technology, 2006: 7-13.
- [4] SMITH R J, WILLFORD M R. The damped outrigger concept for tall buildings[J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2007, 16(11): 501-517.
- [5] WILLFORD M R, SMITH R J. Performance based seismic and wind engineering for 60 story twin towers in Manila[C]//The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing China, October 12-17, 2008. London: Director, 2008.
- [6] 沈蒲生, 陈宇, 张明. 带两道加强层变截面框架-核心筒结构的振动特性[J]. 湖南大学学报: 自然科学版, 2009, 36(1): 1-7.
SHEN Pu-sheng, CHEN Yu, ZHANG Ming. Vibration characteristics of changed-section frame-core wall with two outriggers[J]. Journal of Hunan University: Natural Sciences, 2009, 36(1): 1-7. (In Chinese)
- [7] 杨哈琦, 汪梦甫, 沈蒲生. 带刚性伸臂减震层高层结构抗震效果分析[J]. 地震工程与工程振动, 2015, 35(2): 114-123.
YANG Han-qi, WANG Meng-fu, SHEN Pu-sheng. Seismic effect analysis of high-rise building with damped rigid outrigger storeys[J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2015, 35(2): 114-123. (In Chinese)
- [8] CONSTANTINOU M C, SYMANS M D. Experimental and analytical investigation of seismic response of structures with supplemental fluid viscous dampers[R]. Buffalo: National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, 1997: II-6-13.
- [9] SOONG T L, CONSTANTINOU M C. Passive and active structural vibration control in civil engineering[M]. Berlin: Springer, 1994: 209-240.
- [10] HWANG J S, HUANG Y N, YI S L. Design formulations for supplemental viscous dampers to building structures[J]. Journal of Structural Engineering, 2008, 134(1): 22-31.
- [11] 薛彦涛, 章万胜, 金林飞. 结构受力层间位移(有害位移)计算方法研究[J]. 建筑科学, 2014, 30(4): 1-7.
XUE Yan-tao, ZHANG Wan-sheng, JIN Lin-fei. Research on the calculation method of forced story drift in structure[J]. Building Science, 2014, 30(4): 1-7. (In Chinese)
- [12] 汪梦甫, 汪帆辉, 唐毅. 近场脉冲型地震对结构非弹性位移比谱的影响[J]. 湖南大学学报: 自然科学版, 2014, 41(6): 9-15.
WANG Meng-fu, WANG Zhi-hui, TANG Yi. Influence of near-fault pulsetype ground motions on inelastic displacement ratio spectra[J]. Journal of Hunan University: Natural Sciences, 2014, 41(6): 9-15. (In Chinese)
- [13] 陈防健, 易伟健. 近场地震作用下锈蚀钢筋混凝土桥墩的IDA分析[J]. 湖南大学学报: 自然科学版, 2015, 42(3): 1-8.
CHEN Fang-jian, YI Wei-jian. Incremental dynamic analysis of corroded reinforced concrete bridge columns subjected to near-field earthquake [J]. Journal of Hunan University: Natural Sciences, 2015, 42(3): 1-8. (In Chinese)
- [14] HAYDEN C P, BRAY J D, ABRAHAMSON N A. Selection of near-fault pulse motions[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2014, 140(30): 1-14.
- [15] 周丽芳, 邓雪松, 周云. 高层黏滞阻尼减震结构最小地震剪力系数分析研究[J]. 地震工程与工程振动, 2013, 33(6): 206-214.
ZHOU Li-fang, DENG Xue-song, ZHOU Yun. Analytical studies on the minimum shear weight ratio of structure with viscous dampers[J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2013, 33(6): 206-214. (In Chinese)
- [16] JGJ3-2010 高层建筑混凝土结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011: 15.
JGJ3-2010 Technical specification for concrete structures of tall building[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011: 15. (In Chinese)