

文章编号:1671-6833(2005)03-0041-05

巨-子型控制结构体系在竖向地震作用下的反应分析

张洵安, 薛荣刚

(西北工业大学力学与土木建筑学院, 陕西 西安 710072)

摘 要: 分析了竖向地震作用下巨-子型控制结构体系 MSCSS (Mega sub controlled structural system) 的反应机理, 提出了带附加柱的 MSCSS. 采用串并联质点系计算模型, 对带附加柱与不带附加柱 MSCSS 进行了时程对比分析, 计算结果表明: 带附加柱与不带附加柱 MSCSS 相比, 带附加柱 MSCSS 不仅可以在结构上解决巨型梁的大跨度问题, 而且在竖向地震下具有较好的控制效果. 基于随机振动复模态理论, 采用非平稳地震动模型, 进一步探讨了带附加柱 MSCSS 的子结构层数和巨(型)梁刚度等参数对结构反应的影响, 研究表明子结构层数和巨(型)梁刚度等参数对带附加柱 MSCSS 巨型梁的位移和加速度响应的影响均十分显著.

关键词: 巨-子型控制结构体系; 竖向地震; 复模态理论; 非平稳地震动

中图分类号: TU 311 **文献标识码:** A

0 引言

巨型框架结构体系是适应超高层建筑的发展而出现的一种新型结构体系, 主要有传力明确、整体性好、空间划分更自由等优点, 具有广阔的应用前景^[1], 普通巨型框架结构如图 1 所示. 国内外学者对这种新型结构体系进行了研究, 并根据结构

控制机理, 提出了巨-子型控制结构体系 MSCSS (Mega sub controlled structural system)^[2], 如图 2 所示. 研究证明, 与普通巨型框架相比, MSCSS 在风荷载和水平地震作用下具有较好的控制效果^[1~3]. 而对于 MSCSS 在竖向地震作用下反应机理的研究未见有关报道.

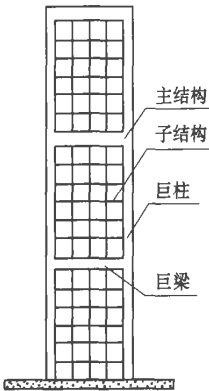


图 1 普通巨型框架结构
Fig. 1 The conventional mega-sub frame

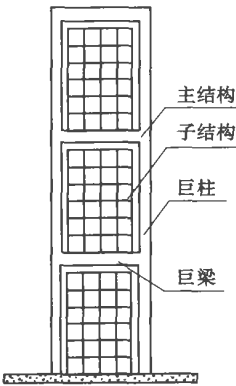


图 2 巨-子型控制结构体系
Fig. 2 Mega-sub controlled structural system

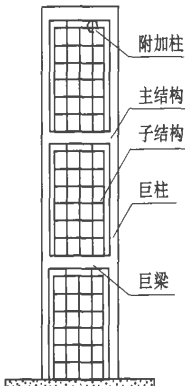


图 3 带附加柱的巨-子型控制结构体系
Fig. 3 Mega-sub controlled structural system with additional columns

MSCSS 的巨(型)梁跨度长达几十米, 其上承载着整个子框架, 按照《建筑抗震设计规范》(GB 50011-2001) 规定, 研究巨型梁在竖向地震作用下的反应具有必要性. 笔者深入讨论了 MSCSS

巨型梁在竖向地震作用下的反应机理, 同时为了解决巨型梁的大跨度问题, 提出在原 MSCSS 的子框架顶部与巨型梁之间设置一定数量的附加柱 (见图 3); 通过对带附加柱与不带附加柱 MSCSS

收稿日期: 2005-03-14; 修订日期: 2005-05-25

作者简介: 张洵安 (1959-), 男, 陕西省西安市人, 西北工业大学研究员, 博士生导师, 主要从事结构抗震研究.

进行时程对比分析,结果证明带附加柱 MSCSS 除了可以在结构上解决巨型梁的大跨度问题,在竖向地震下比不带附加柱 MSCSS 还具有较好的控制效果;最后,基于随机振动复模态理论,并采用非平稳地震模型,进一步探讨了带附加柱 MSCSS 的子结构层数和巨型梁刚度等参数对巨型梁反应的影响.

1 计算模型和运动方程

1.1 计算模型

在风荷载和水平地震作用下, MSCSS 的计算模型可采用串联质点系模型,即假设楼板平面内刚度无限大,在水平作用下各楼层仅发生平移,不产生水平变形;且各竖向构件有相同的变形特性,在同一楼层标高处的侧移是相等的.然而在竖向地震作用下,楼板的竖向(即楼板平面外)刚度很小,一般认为无限柔性,而梁的刚度也是有限的,不可能保证各竖向构件在同一楼层竖向位移相同,因此串联质点系模型已经不再适用.在本文中计算模型将采用串并联质点系模型,见图 4.

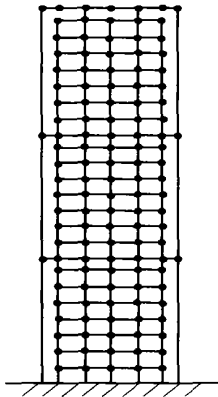


图 4 计算模型

Fig. 4 The analytical model

日本东京市政一号楼是具有代表性的巨型钢框架结构,本文的算例将参考其主要结构数据.主框架由 3 巨层的巨型梁、柱组成,在每一巨框层内有 7 层次框架,次框架层高 4 m. 结构主要参数由表 1 给出.

表 1 主要结构参数

Tab. 1 The characteristic of the member sections

构件	截面尺寸/mm	A/cm^2	I_x/cm^4	I_y/cm^4
巨型柱构件	750×750×70×70	1904	1 482 899	1 482 899
巨型梁构件	H1 000×450×28×36	583.8	939 554.7	54 844.76
巨型柱支承	H350×350×25×25	250	51 927.1	17 903.7
巨型梁支承	H350×350×19×25	232	50 577.1	17 881.7
次框架柱构件	H400×400×20×20	304	73 364	73 364
次框架梁构件	H1 000×350×16×28	347	575 236.5	20 040.6
主梁上的次梁	H1 000×450×16×28	347	575 236.5	20 040.6

1.2 运动方程

当采用图 4 所示的串并联质点系计算模型时,系统的运动方程为

$$M\ddot{Z} + C_v\dot{Z} + K_vZ = -M\ddot{Z}_g \tag{1}$$

其中, \ddot{Z} 、 \dot{Z} 、 Z 分别为系统的竖向加速度、竖向速度和竖向位移列向量; \ddot{Z}_g 为竖向地震加速度列向量; M 为系统的一致质量矩阵; C_v 为系统的阻尼矩阵; K_v 为系统的竖向刚度矩阵,由系统的总刚度矩阵经过静力凝聚得到.

对系统 (1) 运用复模态方法进行解耦,先引入状态变量 $y = \begin{Bmatrix} Z \\ \dot{Z} \end{Bmatrix}$. 此时式 (1) 改写成:

$$M^* \dot{y} + K^* y = F(t) \tag{2}$$

其中, $M^* = \begin{bmatrix} 0 & M \\ M & C_v \end{bmatrix}$, $K^* = \begin{bmatrix} -M & 0 \\ 0 & K_v \end{bmatrix}$,

$$F(t) = \begin{bmatrix} 0 \\ -M\ddot{Z}_g \end{bmatrix}.$$

在状态空间求得系统 (2) 的特征值及左、右复模态矩阵 V 、 U , 然后对系统 (2) 进行复模态变换,并计算模态坐标下系统的响应功率谱矩阵 $S_R(t, \omega)$, 再由状态空间的响应功率谱矩阵 $S_y(t, \omega)$ 与模态坐标下的响应功率谱矩阵 $S_R(t, \omega)$ 之间的关系:

$$S_y(t, \omega) = U S_R(t, \omega) \bar{U}^T \tag{3}$$

得到状态空间系统的响应功率谱矩阵 $S_y(t, \omega)$. 而状态空间系统的均方响应 σ^2 可表示为

$$\sigma^2 = \int_{-\infty}^{\infty} S_y(t, \omega) d\omega \tag{4}$$

2 地震动模型的选择

工程结构所经受的随机激励在许多场合下可合理地看作平稳随机激励. 但有些情况则不然,例如地震、狂风、海啸、爆炸冲击波等往往需要作为非平稳随机激励来处理^[4]. 通常在原有平稳随机过程 $x(t)$ 基础上附加一个确定性的随时间变化的强度包络函数 $I(t)$, 来体现地震动 $x'(t)$ 的强度非平稳特性^[4], 即

$$x'(t) = I(t) \cdot x(t) \tag{5}$$

在本文算例中,地震动的平稳部分采用著名的 Kanai-Tajimi 模型^[4]:

$$S_f(\omega) = \left\{ \frac{\omega_0^4 + 4\xi_0^2 \omega_0^2 \omega^2}{(\omega^2 - \omega_0^2)^2 + 4\xi_0^2 \omega_0^2 \omega^2} \right\} \cdot S_0 \tag{6}$$

其中: $S_0 = 5.75 (\text{cm}^2 \cdot \text{s}^{-4}) / \text{Hz}$, $\omega_0^2 = 242.01 / \text{s}^2$, $\xi_0 = 0.639 8$. 强度包络函数 $I(t)$ 采用已被国内外地震工程界广泛应用的模型^[4] (其中时间轴长取 30 s, 步长取 0.5 s):

$$I(t)=\begin{cases} (t/1.5)^2, & 0\leq t\leq 1.5 \\ 1, & 1.5\leq t\leq 15 \\ e^{-0.18(t-15)}, & 15\leq t\leq 30 \end{cases} \quad (7)$$

3 竖向地震反应分析

3.1 带附加柱与不带附加柱 MSCSS 的时程对比分析

图5~图8给出了运用时程分析法,采用两种竖向地震动记录,对带附加柱与不带附加柱 MSCSS 进行对比分析的计算结果,地震动记录分别采用:美国Taft地震波竖向地震动记录(最大加速度 102.85 cm/s^2 ,持续时间 50 s ,每个数据间隔 0.02 s)和天津宁河波竖向地震动记录(最大加速度 73.14 cm/s^2 ,持续时间 18 s ,每个数据间隔 0.01 s).其中响应分别为:主框架顶层巨型梁中点的位移、加速度时程响应.

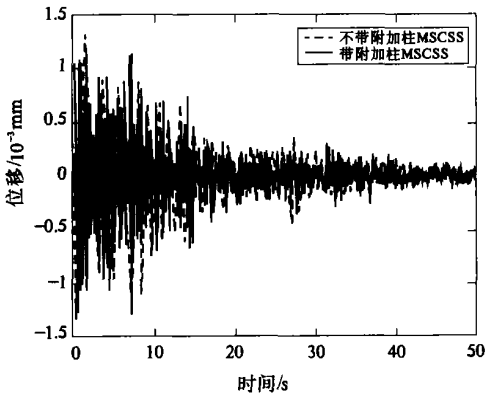


图5 位移响应时程曲线(Taft波)
Fig.5 The displacement time curve
(Taft seismic wave)

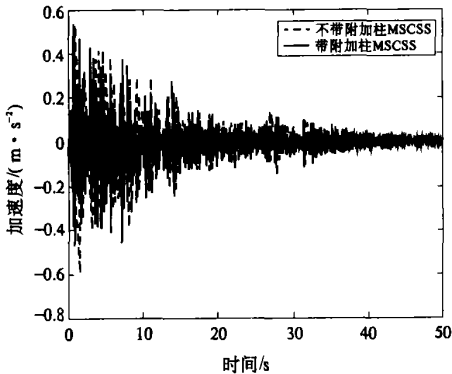


图6 加速度响应时程曲线(Taft波)
Fig.6 The acceleration time curve
(Taft seismic wave)

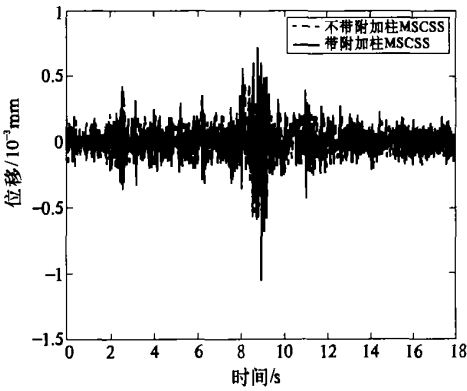


图7 位移响应时程曲线(宁河波)
Fig.7 The displacement time curve
(Ninghe seismic wave)

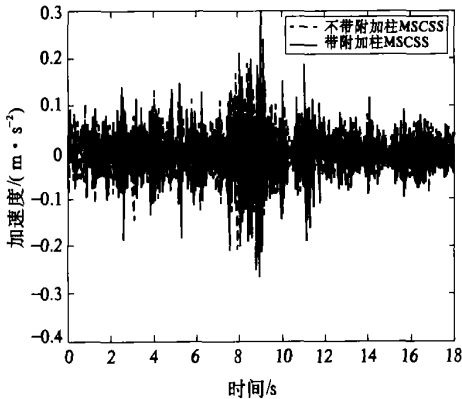


图8 加速度响应时程曲线(宁河波)
Fig.8 The acceleration time curve
(Ninghe seismic wave)

从图5,6中可以看出,在Taft竖向地震波作用下,不带附加柱与带附加柱 MSCSS 顶层巨型梁的最幽大位移响应分别为 1.3 mm 和 0.75 mm ,降低幅度为 42% ;而最大加速度响应分别为 0.55 m/s^2 和 0.4 m/s^2 ,降低幅度为 27% .由图7,8可见,在宁河竖向地震波作用下,不带附加柱与带附加柱 MSCSS 顶层巨型梁的最大位移响应分别为 1.1 mm 和 0.4 mm ,降低幅度为 64% ;而最大加速度响应分别为 0.3 m/s^2 和 0.18 m/s^2 ,降低幅度为 40% .计算结果表明带附加柱与不带附加柱 MSCSS 相比,不仅可以在结构上解决巨型梁的大跨度问题,而且在竖向地震下具有较好的控制效果.

3.2 子结构层数对巨型梁反应的影响

图9~10给出了,基于随机振动复模态理论,在竖向地震下,子结构层数对带附加柱 MSCSS 巨型梁反应的影响.其中响应分别为:顶层巨型梁中点的位移、加速度响应均方根值.

可以看出,图9中,巨型梁的位移响应曲线呈

现单调递增状,表明随着子结构层数的增加,巨型梁的位移响应越来越大.而在图 10 中,巨型梁的加速度响应曲线则比较复杂,随着子结构层数的增加,曲线分成几个阶段:子结构层数为 3 时,巨型梁的加速度响应比较小;子结构层数为 7~8 时,加速度响应比较大;而当子结构层数超过 9 时,加速度响应曲线基本呈现递增状.所以本文建议,在选择子结构层数时,应避免使子结构层数为 7~8 层,同时应注意当子结构层数超过 9 层时,随着子结构层数的增加,巨型梁的位移和加速度响应均越来越大.

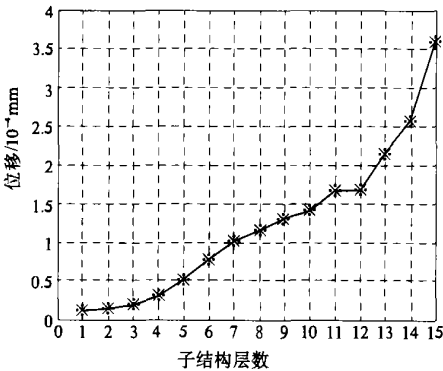


图 9 顶层巨型梁中点的位移变化曲线
Fig.9 The displacement curve of the mega beam midpoint on the top floor

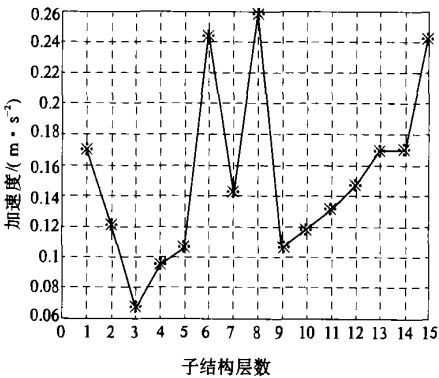


图 10 顶层巨型梁中点的加速度变化曲线
Fig.10 The acceleration curve of the mega beam midpoint on the top floor

3.3 巨型梁的抗弯刚度对结构反应的影响

图 11、图 12 给出了,运用复模态方法,采用非平稳地震动模型,巨型梁的抗弯刚度变化对带附加柱 MSCS 结构响应的影响.其中响应分别为顶层巨型梁中点的位移、加速度响应均方根值.巨型梁的抗弯刚度表示为 EI ,其中 E 表示材料的弹性模量,为常量,这样抗弯刚度的变化可表示为截面惯性矩 I 的变化,图中变化范围为 $(0 \sim 1.5) \times 10^6 \text{cm}^4$.

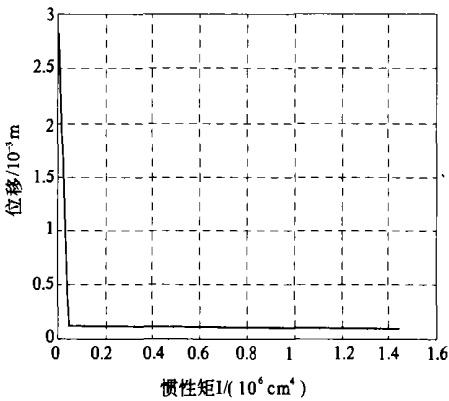


图 11 顶层巨型梁中点的位移变化曲线
Fig.11 The displacement curve of the mega beam midpoint on the top floor

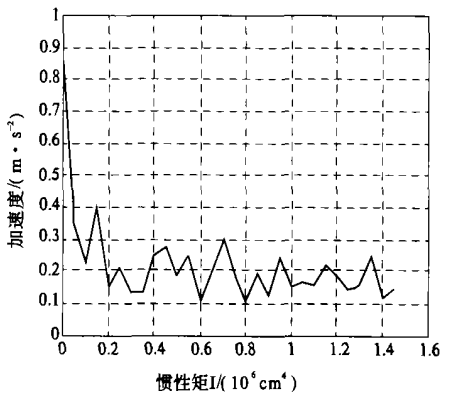


图 12 顶层巨型梁中点的加速度变化曲线
Fig.12 The acceleration curve of the mega beam midpoint on the top floor

从图 11 中可以看出,惯性矩 I 在 $(0 \sim 0.05) \times 10^6 \text{cm}^4$ 时,巨型梁的位移响应变化较明显;当 $I > 0.05 \times 10^6 \text{cm}^4$ 时,位移响应基本上没有变化,表明巨型梁的抗弯刚度变化对位移响应的影响比较有限.相比之下,由图 12 可见,刚度变化对结构加速度响应的影响比较大:当惯性矩 I 在 $(0 \sim 0.2) \times 10^6 \text{cm}^4$ 以及 $(0.4 \sim 0.7) \times 10^6 \text{cm}^4$ 之间时,巨型梁的加速度响应变化比较大,而当 $I > 0.75 \times 10^6 \text{cm}^4$ 时,加速度响应的变化比较小.建议在选择巨型梁抗弯刚度时考虑以上情况.

4 结论

本文作者研究了带附加柱巨-子型控制结构体系 MSCS 在竖向地震作用下的反应机理,通过大量的对比计算分析,可以得出以下结论:

(1) 带附加柱与不带附加柱 MSCS 相比,不仅可以在结构上解决巨型梁的大跨度问题,而且

在竖向地震作用下具有较好的控制效果.

(2) 子结构层数对带附加柱 MSCSS 巨型梁的位移和加速度响应均有十分显著的影响. 随着子结构层数的增加, 巨型梁的位移响应越来越大; 而加速度响应的变化相对较复杂.

(3) 在本文算例中, 巨型梁的抗弯刚度变化对带附加柱 MSCSS 巨型梁位移响应的影响比较有限; 对加速度响应的影响则比较明显.

以上结果表明: 在竖向地震下, 巨-子型控制结构体系具有较好的控制效果, 合理选择子结构层数及巨型梁刚度可以使控制效果更佳; 对于考虑其他控制措施 (如阻尼器等) 对结构控制效果的影响有待于进一步的讨论.

参考文献:

[1] 蓝宗建, 邹宏德, 梁书亭, 等. 钢筋混凝土巨型框架多

功能减振结构地震反应分析[J]. 建筑结构学报, 2001, 22(4): 77~83.

[2] FENG M Q, MTA A. Vibration control of tall building using mega-sub configuration[J]. Journal of Engineering Mechanics, 1995, 121(10): 1082~1087.

[3] 张洵安, 张建霖, 姜节胜. 子结构刚度对巨型框架减振结构体系的动态特性影响[J]. 西北工业大学学报, 2004, 22(1): 59~63.

[4] 方同. 工程随机振动[M]. 北京: 国防工业出版社, 1995. 243~244, 125~126.

[5] 霍俊荣, 胡聿贤, 冯启民. 地面运动时程强度包络函数的研究[J]. 地震工程与工程振动, 1991, 11(1): 1~12.

[6] 胡聿贤. 地震工程学[M]. 北京: 地震出版社, 1988. 56~58.

Investigation of Vertical Seismic Responses of
Mega sub Controlled Structural System

ZHANG Xun-an, XUE Rong-gang

(College of Mechanics and Civil Engineering, Northwestern Polytechnical University, Xi'an 710072, China)

Abstract : The response mechanism of the mega sub controlled structural system with additional columns subjected to vertical seismic action is studied in this paper. The member analytical model is adopted in the research. A time history analysis is used to prove its controlling effectiveness in comparison with the mega sub controlled structural system without additional columns. Based on the complex mode analysis theory of random vibration, the effects of sub frame floor numbers and mega beam stiffness on the responses of mega sub controlled structural system with additional columns under the vertical non stationary seismic action are presented. The results of the calculation show that the effects of sub frame floor numbers and mega beam stiffness on the responses of mega sub controlled structural system with additional columns are very remarkable.

Key words : mega sub controlled structural system; vertical seismic; complex mode theory; non stationary seismic excitation