

变刚度钢管混凝土短柱隔震结构 弹塑性动力分析

张玉良 成世峰 张铜生

(清华大学土木工程系, 北京 100084)

摘要 采用 HBTA2.5 程序, 对一变刚度钢管混凝土短柱隔震结构进行了弹塑性时程分析。分析结果表明, 其隔震装置的水平变形和耗能能力可以大大减轻地震对结构的影响。提出钢管混凝土短柱隔震结构在工程应用将有很好的发展前景。

关键词: 变刚度 钢管混凝土短柱 隔震 HBTA2.5

1 变刚度钢管混凝土短柱隔震装置

基础隔震是在结构物底部与基础面之间设置某种隔震装置, 来隔离地震能量向上部结构传输, 从而使结构的振动减轻, 达到保护结构的目的。基础隔震装置的种类很多, 如叠层橡胶垫、摩擦、滚珠和短柱隔震装置等。其中变刚度钢管混凝土短柱隔震装置(王伟等, 1997)具有造价低廉、施工方便、性能可靠等优点, 在实际工程中有较好的发展前景(见图1)。

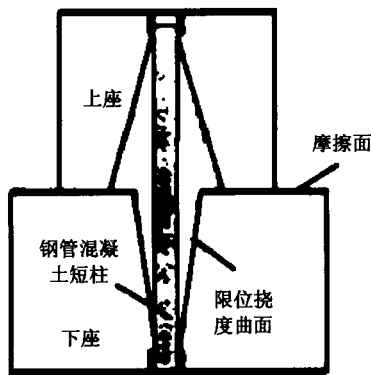


图1 变刚度钢管混凝土短柱隔震装置示意图
Fig. 1 Variable stiffness base isolator made of concrete-filled steel tubular short column

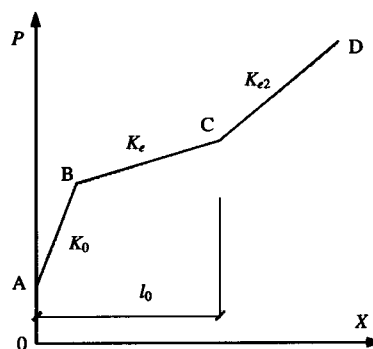


图2 变刚度钢管混凝土短柱隔震装置的骨架曲线
Fig. 2 Skeleton curve of experimental result

变刚度钢管混凝土短柱隔震装置的上座部分与上部结构相连,下座部分与基础相连。利用钢筋混凝土上座与下座来承受上部结构的竖向荷载,同时采用钢管混凝土纯弯短柱来增强装置耗能能力,减小隔震层位移,该装置综合利用了摩擦耗能与钢管混凝土短柱弹塑性耗能两种耗能机制。变刚度效果是通过内部设置的限位挠度曲面来实现的。

变刚度钢管混凝土短柱隔震装置恢复力曲线的骨架线见图 2(王焕定等,2000)。图 2 中,水平轴为隔震装置的位移,竖轴为受到的水平力。 K_0 为初始刚度; K_e 为屈服后刚度; K_{e2} 为硬化刚度。

2 HBTA2.5 原理简介

本文应用隔震结构弹塑性动力分析程序 HBTA2.5 分析一隔震结构。HBTA2.5 是在 HBTA2.0(汪洋,2001)的基础上开发的,程序采用杆系-层模型。变刚度钢管混凝土短柱隔震装置采用能考虑硬化及双向力和位移耦合的弹塑性恢复力模型,被视为特殊的柱单元;上下座之间的摩擦力模型化为一种阻尼力,这种阻尼力决定于摩擦面的相对滑移速度,而与滑移位移无关,且可考虑摩擦力和相对滑移速度的双向耦合作用(N. Hinrichs 等,1998; N. Mostaghel 等,1997)。程序还能考虑上部结构和下部隔震层阻尼比不同的影响。

2.1 摩擦力的计算

经典的摩擦力模型为库仑摩擦力模型,利用该模型计算滑移隔震结构的动力响应时,需跟踪啮合滑移阶段及其过渡边界,积分步长需要很小,否则将产生很大的累积误差。N. Hinrichs 等提出用连续函数逼近符号函数,使摩擦力为滑移速度的光滑连续函数,即所谓的连续摩擦力模型。利用连续模型不必跟踪啮合滑移的过渡边界,可减小由积分步长过大而产生的累积误差,并简化编程。N. Mostaghel 等通过试验研究发现,接触材料相对滑移面的摩擦系数与相对滑移速度有关,随着相对滑动速度的增大,摩擦系数呈指数递减。有学者指出两个正交方向上摩擦力是有相互影响的。由于摩擦力之间的相互作用,结构在两个正交方向上的运动方程是耦合的(R.S. Jangid, 1997)。

本文综合以上观点提出:

$$\bar{f}_x = G_s \mu_d \operatorname{Tanh}(\alpha_2 \sqrt{\dot{u}_x^2 + \dot{u}_y^2}) \frac{\dot{u}_x}{\sqrt{\dot{u}_x^2 + \dot{u}_y^2}} \quad (1)$$

$$\bar{f}_y = G_s \mu_d \operatorname{Tanh}(\alpha_2 \sqrt{\dot{u}_x^2 + \dot{u}_y^2}) \frac{\dot{u}_y}{\sqrt{\dot{u}_x^2 + \dot{u}_y^2}} \quad (2)$$

其中, \bar{f}_x 、 \bar{f}_y 分别为摩擦力在 X、Y 方向上的分量; G_s 为作用于滑移面的正压力; α_2 为一正数,一般大于 100; \dot{u}_x 、 \dot{u}_y 分别为相对滑移速度的 X、Y 方向分量; μ_d 为摩擦系数,按下式计算:

$$\mu_d = \mu_{\max} - (\mu_{\max} - \mu_0) \exp[-\alpha \sqrt{\dot{u}_x^2 + \dot{u}_y^2}] \quad (3)$$

其中, μ_{\max} 为滑移速度足够大时的稳定摩擦系数; μ_0 为滑移速度接近于 0 时的摩擦系数; α 为滑动速度影响系数,一般在 $0.45-0.7s \cdot m^{-1}$ 之间。

2.2 恢复力模型

程序对上部结构的钢筋混凝土梁、柱采用矩形截面双轴恢复力模型,考虑了双向弯曲的空间耦合(张宏远,1994)。

本文结合 Park 模型 (Yi-Kwei Wen, 1976; Park, 1986) 提出变刚度钢管混凝土短柱隔震装置的双向恢复力模型。

$$\begin{cases} F_x = K_e U_x + F_p Z_x + F_{ax} \\ F_y = K_e U_y + F_p Z_y + F_{ay} \end{cases} \quad (4)$$

其中: F_x , F_y 分别为隔震装置在 X 、 Y 方向上的恢复力; U_x , U_y 分别为隔震装置在 X 、 Y 方向的水平位移; K_e 为隔震装置屈服后刚度, 见图 2。

$$F_p = F_{p0} \sqrt{(\beta + \gamma) / A} \quad (5)$$

$$\begin{cases} \dot{Z}_x = A \dot{U}_x - \beta |\dot{U}_x Z_x| Z_x - \gamma \dot{U}_x Z_x^2 - \beta |\dot{U}_y Z_y| Z_x - \gamma \dot{U}_y Z_x Z_y \\ \dot{Z}_y = A \dot{U}_y - \beta |\dot{U}_y Z_y| Z_y - \gamma \dot{U}_y Z_y^2 - \beta |\dot{U}_x Z_x| Z_y - \gamma \dot{U}_x Z_x Z_y \end{cases} \quad (6)$$

A 、 β 、 γ 为调整恢复力曲线形状的参数。

F_{ax} 、 F_{ay} 分别为由于硬化引起的在 X 、 Y 方向上的附加恢复力, 其计算如下:

$$F_{ax} = F_{ay} = 0 \quad \text{当 } U = \sqrt{U_x^2 + U_y^2} \leq l_0 \quad (7)$$

$$\begin{cases} F_{ax} = (K_{e2} - K_e) U_{2x} \\ F_{ay} = (K_{e2} - K_e) U_{2y} \end{cases} \quad \text{当 } U = \sqrt{U_x^2 + U_y^2} > l_0$$

其中: K_{e2} 为隔震装置的硬化后刚度。

$$U_{2x} = U_x - l_0 \frac{U_x}{\sqrt{U_x^2 + U_y^2}}; \quad U_{2y} = U_y - l_0 \frac{U_y}{\sqrt{U_x^2 + U_y^2}} \quad (8)$$

$$\begin{cases} \dot{Z}_{2x} = A_2 \dot{U}_{2x} - \beta_2 |\dot{U}_{2x} Z_{2x}| Z_{2x} - \gamma_2 \dot{U}_{2x} Z_{2x}^2 - \beta_2 |\dot{U}_{2y} Z_{2y}| Z_{2x} - \gamma_2 \dot{U}_{2y} Z_{2x} Z_{2y} \\ \dot{Z}_{2y} = A_2 \dot{U}_{2y} - \beta_2 |\dot{U}_{2y} Z_{2y}| Z_{2y} - \gamma_2 \dot{U}_{2y} Z_{2y}^2 - \beta_2 |\dot{U}_{2x} Z_{2x}| Z_{2y} - \gamma_2 \dot{U}_{2x} Z_{2x} Z_{2y} \end{cases} \quad (9)$$

由以上公式求得的单向水平力作用下隔震装置的恢复力曲线见图 3。

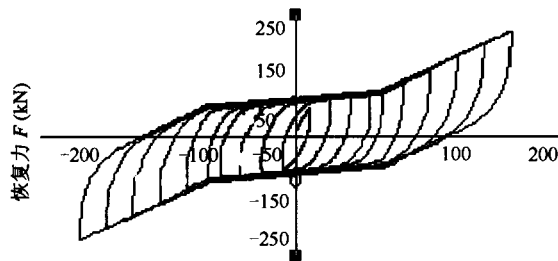


图 3 钢管混凝土短柱单向水平力作用下恢复力曲线

Fig. 3 Hysteretic curve of concrete-filled steel tubular short column under uniaxial horizontal force

3 工程概况

本算例为一变刚度钢管混凝土短柱隔震房屋 (以下简称隔震房屋), 其上部结构为钢筋混凝土框架结构, 房屋平面图见图 4。使用变刚度钢管混凝土短柱隔震装置隔震, 将其布置在首层柱下。为了更直观地说明隔震效果, 直接将隔震房屋上部结构作为抗震房屋, 这样得

到的抗震房屋和隔震房屋更加具备可比性。

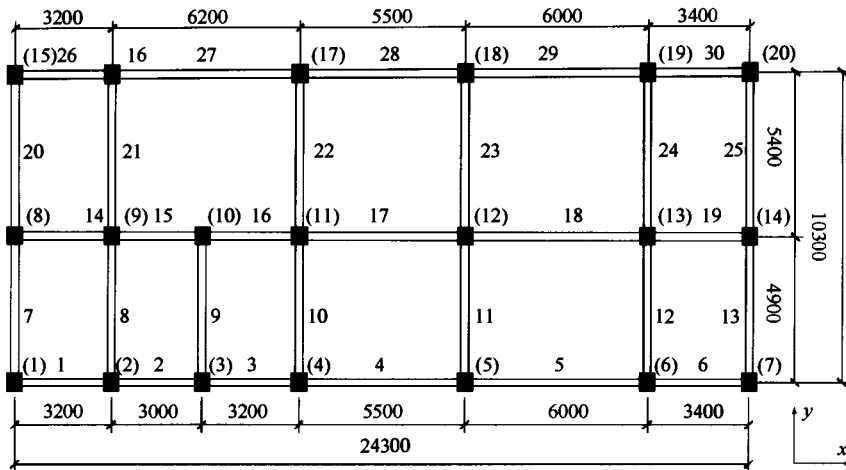


图 4 隔（抗）震房屋标准层平面图（单位：mm）

Fig. 4 Plan view of standard storey of structure (unit: mm)

表 1 房屋构件尺寸及截面配筋率

Table 1 Size of structures and reinforcement ratio bearings

楼层	柱截面(mm×mm)		梁截面(mm×mm)	
	隔（抗）震房屋	截面配筋率	隔（抗）震房屋	截面配筋率
1	500×600	0.02828	250×650	0.02
2	500×550	0.0138		
3—5	400×550	0.01728		
6—7	350×450	0.01631	250×550	0.02
8	350×400	0.01115		

表 2 变刚度钢管混凝土短柱隔震装置的主要性能参数

Table 2 Parameters of the isolation

初始刚度 K_0 (N/m)	6.95×10^6
屈服后刚度 K_e (N/m)	1.9×10^5
滞回环与纵轴交点 F_{p0} (N)	5.248×10^4
摩擦系数 μ	0.02
强化刚度 K_{e2} (N/m)	1.06×10^6
限位位移 l_0 (m)	0.064

该隔（抗）震房屋上部结构首层高 3.6m，其余各层层高 3.0m，共 8 层，地面以上高度为 24.6m。首层楼面活荷载 3.0kN/m^2 ，其余各层为 1.5kN/m^2 。柱混凝土强度等级为 C25，梁板混凝土强度等级为 C20。构件的截面尺寸及配筋率见表 1。

隔（抗）震房屋所在场地土为 III 类，场地特征周期 0.45s。设防烈度为 VII 度，设计基本地震加速度为 0.15g。

变刚度钢管混凝土短柱隔震装置取自王焕定等（2000）的试验，钢管混凝土短柱由 $133 \times 4.5 \times 580\text{mm}^3$ 无缝钢管内浇注 C30 混凝土构成，其性能参数见表 2，钢管混凝土短柱的阻尼比取 15%。

4 隔震房屋与抗震房屋的地震反应对比

4.1 结构动力特性对比

用 HBTA2.5 计算得到隔震房屋和抗震房屋的自振周期见表 3。

表 3 隔震房屋和抗震房屋的自振周期 (s)

Table 3 Periods of seismic building and base-isolated

阶数	抗震房屋 (HBTA2.5)	隔震房屋 (HBTA2.5)
1	0.8667	2.1998
2	0.8402	2.1772
3	0.7427	1.9358
4	0.3180	0.5046
5	0.3130	0.4943
6	0.2762	0.4317
7	0.1785	0.2529
8	0.1752	0.2478

表 4 最大层间位移峰值对比 (单位: mm)

Table 4 Comparison of drifts of storeys (Unit: mm)

楼层	x 方向		y 方向	
	抗震房屋	隔震房屋	抗震房屋	隔震房屋
8	6.07	4.41	8.43	5.08
7	10.23	7.88	12.51	7.21
6	13.48	10.92	15.33	7.69
5	10.68	8.65	11.93	5.40
4	12.17	10.04	13.79	5.87
3	12.27	10.65	14.22	6.07
2	9.67	7.85	13.68	5.33
1	9.29	6.68	10.44	4.05
0	—	83.50	—	57.25

从表 3 可以看出, 隔震房屋与抗震房屋相比, 各阶周期都有明显增长, 离场地的特征周期较远, 从而能够避开地震动的主要频段, 减轻结构的地震反应。

4.2 结构地震反应对比

对结构输入双向水平地震波, 在 y 方向输入加速度峰值为 310gal 的 El Centro NS 波, x 方向输入加速度峰值为 263.5gal 的 El Centro EW 波。时程计算时间为 12s, 地震波时间间距为 0.02s。

用 HBTA2.5 计算得到隔震房屋和抗震房屋的自振周期见表 3。

4.2.1 最大层间位移

表 4 列出了隔震房屋和抗震房屋在双向地震波作用下各楼层的最大层间位移。从其中可以看出: ①在隔震房屋中, 第 0 层即隔震层的位移与其它楼层相比要大很多; ②隔震房屋与抗震房屋相比, 各楼层的层间位移都有明显减小。抗震房屋与隔震房屋的最大层间位移角都满足规范 1/50 的要求。由此可见, 钢管混凝土短柱隔震层充分发挥了其大变形、消耗地震能量的作用, 使得上部结构的地震反应明显减轻。

4.2.2 楼层最大绝对加速度

抗震房屋和隔震房屋在时程反应过程中 y 方向的楼层最大绝对加速度峰值见图 5。隔震房屋与抗震房屋相比, 各层的最大绝对加速度明显减小, 各层加速度峰值都衰减了大约 1/3—1/2。

4.2.3 层间力峰值

抗震房屋和隔震房屋在 12s 地震作用时间内的 y 方向最大层间剪力以及最大楼层间扭矩见图 6。由图可明显看出, 隔震房屋与抗震房屋相比, 层间剪力和层间扭矩都明显减小, 其中扭矩的减小更为明显, 这说明隔震层的“软化”作用大大削弱了结构扭转与平动位移分量之间的耦合。

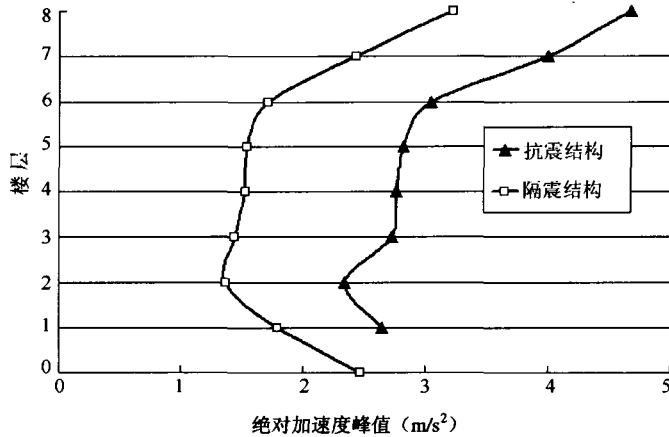


图 5 y 方向楼层最大绝对加速度峰值

Fig. 5 The peak absolute acceleration of the storey in y-direction

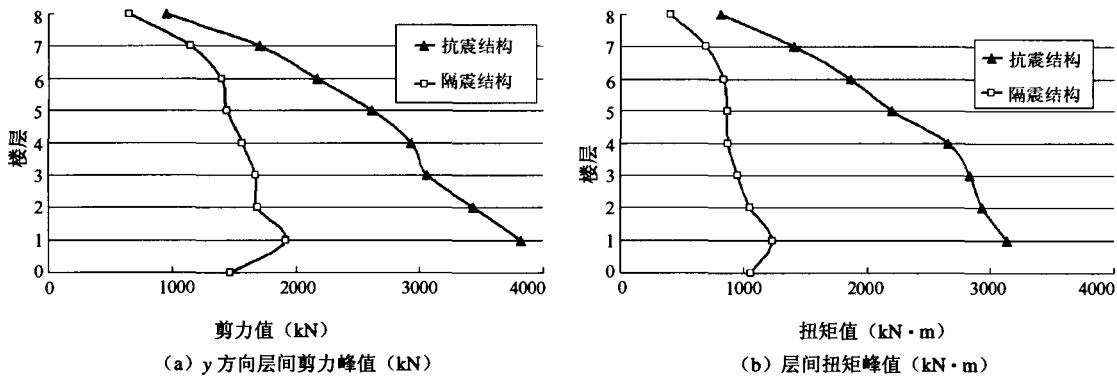


图 6 层间力峰值对比

Fig. 6 Comparison of forces between storeys

5 摩擦系数变化的影响

在变刚度钢管混凝土短柱隔震装置中，上座和下座之间的摩擦系数对计算结果的影响较大。将摩擦系数取不同值，其它计算参数与前面相同，计算结果见图 7。

图 7 表明，当摩擦系数较小时，增加摩擦系数可以减小上部楼层的层间位移，但是当摩擦系数大于某个临界值后，继续增加摩擦系数又使得上部楼层的层间位移增大。另外，随着摩擦系数的增大，隔震层的位移呈现减小的趋势。

由上述分析可见，隔震结构中摩擦系数的取值存在一个最优的区段。一般来说，该最优摩擦系数在 0.005—0.02 左右。在本算例中，当摩擦系数小于 0.02 时，隔震结构没有构件屈服，但当摩擦系数大于 0.03 后，上部结构部分构件开始产生屈服或者破坏，而且随着摩擦系数的增大，屈服破坏的构件数目也随之增大。因此，建议变刚度钢管混凝土短柱隔震装置的摩擦系数宜在 0.005—0.02 左右，这样既可以减轻结构破坏，又可以较好的减小隔震层位移。

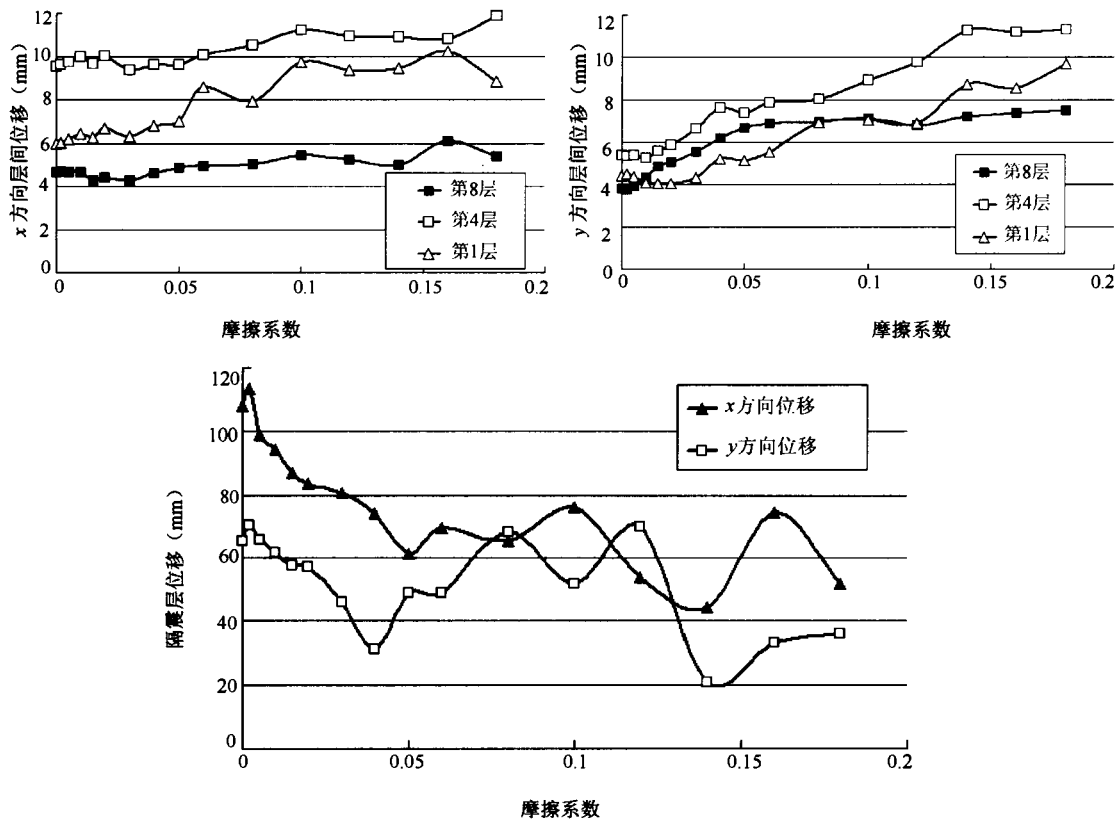


图7 摩擦系数对层间位移的影响

Fig. 7 The effect of the friction coefficient on the displacement between storey

6 结论

变刚度钢管混凝土短柱隔震结构具有优良的隔震性能。计算结果还显示, 隔震装置的最优摩擦系数为 0.005—0.02。建议隔震装置的摩擦系数取在此范围, 这样既可以减轻结构破坏, 又可以较好的减小隔震层位移。变刚度钢管混凝土短柱隔震装置的隔震效果明显, 而且造价低廉、施工方便、性能可靠, 在实际工程中将有较好的应用前景。

参考文献

- 王伟, 王焕定等, 1997. 钢管混凝土短柱支座基底隔震性能研究. 工程力学, 增刊: 113—117.
- 王焕定, 赵桂峰, 2000. 变刚度钢管混凝土短柱隔震装置的试验研究. 工程力学, 17 (6): 41—46.
- 汪洋, 2001. 隔震结构空间杆系-层模型弹塑性动力分析. 清华大学硕士学位论文.
- 张宏远, 1994. 钢筋混凝土高层建筑空间弹塑性地震反应时程分析. 清华大学博士学位论文. 北京: 清华大学土木工程系.
- N. Hinrichs, et al., 1998. On the modelling of friction oscillators. J. of Sound and Vibration, No. 3: 435—459.
- N. Mostaghel and T. Davis, 1997. Representations of Coulomb friction for dynamic analysis. Earthquake Engineering and Structure Dynamics, No. 5: 541—548.

- R.S. Jangid, 1997. Response of pure-friction sliding structures to bi-directional harmonic ground motion. *Engineering Structures*, No. 2: 97—104.
- Yi-Kwei Wen, 1976. Method for random vibration of hysteretic systems. In: *Journal of the Engineering, Mechanics Division*, **102** (EM2): 249—263.
- Y.J. Park, Y.K. Wen, A. H-S. Ang., 1986. Random vibration of hysteretic systems under bidirectional ground motions. *Earthquake Engineering and Structure Dynamics*, **14** (4): 543-557.

Elasto-plastic Dynamics Analysis for the Structure with Variable Stiffness Base Isolator Made of Concrete-filled Steel Tubular Short Columns

Zhang Yuliang, Cheng Shifeng and Zhang Tongsheng

(Civil Engineering Department, Tsinghua University, Beijing 100084)

Abstract Elasto-plastic dynamics analysis for the structure with variable stiffness base isolator made of CFST short columns is performed through the program HBTA2.5. The structure is assumed to be under bi-directional earthquake waves. According to the results, the seismic response of the structure is significantly reduced by the distortion and energy dissipation ability of the base-isolation system. Summarily, the variable stiffness base isolator with CFST short columns has good prospects in engineering practice.

Key words: Variable stiffness; Concrete-filled steel tubular short column; Isolation; HBTA2. 5