

文章编号: 1001-1455(2004)01-0016-08

# 地下爆炸冲击波引起的 基底滑移隔震建筑的动力响应\*

田 力, 李忠献

(天津大学建筑工程学院, 天津 300072)

摘要: 对埋置在土体中的圆形衬砌内发生意外爆炸引起的附近地表的滑移隔震建筑(考虑了土-结构相互作用)的动力响应进行了研究。在土-结构相互作用分析中, 分别采用有限元、无穷元和集中质点体系建立了衬砌周围的有限土区、四周的无限土区以及基底滑移隔震建筑的计算模型; 在基底滑移隔震分析中, 提出了用连续摩擦力模型取代传统的库仑摩擦力模型, 避免跟踪啮合滑移的过渡边界并可减小计算误差。通过数值模拟 6 层基底滑移隔震建筑在遭受地下爆炸冲击波作用且考虑土-结构相互作用所产生的动力响应, 分析了基底滑移隔震效果以及不同隔震参数对隔震效果的影响, 为相关的理论研究和工程实践提供了依据。

关键词: 爆炸力学; 动力响应; 连续摩擦力模型; 基底滑移隔震建筑; 地下爆炸冲击波; 土-结构相互作用  
中图分类号: O354.5; TD235.11; TU435 国标学科代码: 130°3520 文献标志码: A

## 1 引 言

随着城市建设的发展, 许多工业或民用建筑附近的地下都埋设有一些输油、输气的管道或建造有地铁、人防等地下工程, 若由于某种原因在这些密闭的管道或地下工程内发生意外的爆炸, 巨大的爆炸能量在瞬间通过管道或地下工程的密闭衬砌向外释放并经土体迅速传播到地表, 将对地面建筑造成严重损毁, 而这种爆炸波的传播及其频谱特性明显区别于一般意义下的地震波。为了尽量减轻乃至避免这种意外爆炸对建筑物造成的难以估量的灾害, 有必要对地下爆炸冲击波作用下同时考虑土-结构相互作用的地面建筑物的动力特性及响应进行深入研究, 探索其内在的规律。

基底滑移隔震是目前能够有效消除建筑物由于地面振动所造成的危害的较为可行且成熟的一种方法。当前绝大多数的滑移隔震研究, 在输入地面震动时一般均假定建筑物基础与地基土刚性嵌固, 将无建筑物时的自由场地面运动直接作为外部激励输入隔震结构进行分析<sup>[12]</sup>, 这种方法仅当建筑物建于理想刚性地基上时才完全正确。然而实际建筑物的基础与场地土之间并非完全固结, 存在着相互作用, 致使基础与地基间会产生相对位移, 这不仅导致基础的外部激励输入有别于刚性地基, 而且上部隔震结构的运动也因基础转动而含有摆动分量, 有异于刚性地基时的反应。

本文中全面研究了基底滑移隔震建筑在地下爆炸冲击波作用下考虑土-结构相互作用下的动力响应及其对隔震效果的影响。首先尝试提出了密闭衬砌内爆炸超压的简化图形, 然后采用子结构方法对由上部隔震建筑结构、密闭衬砌周围的有限土区以及建筑下和密闭衬砌四周无限土区等三部分所构成的整个体系进行地下爆炸冲击下的弹塑性动力时程分析, 同时对基底滑移隔震建筑的基底滑移摩擦力提出了修正的连续摩擦力模型以取代通常所采用的库仑摩擦力模型, 以避免跟踪啮合滑移的过渡边界并可减小误差<sup>[3]</sup>。最后通过数值算例结果, 分析了地面建筑物在遭受地下爆炸冲击波作用下并考虑土-结构动力相互作用时的动力反应规律, 比较了考虑或不考虑滑移隔震对建筑物在遭受地下爆炸冲击波作用下并考虑土-结构相互作用时的动力反应, 为此类工程问题的理论研究和实践提供了重要的依据。

\* 收稿日期: 2003-03-04; 修回日期: 2003-05-06

基金项目: 国家自然科学基金项目(50178047)

作者简介: 田 力(1970—), 男, 博士研究生, 讲师。

## 2 圆形衬砌中爆炸波的模拟

假定埋置在岩土中的密闭圆形衬砌内发生点源爆炸，爆心位于截面的几何中心，如图 1 所示。

由于爆炸发生在密闭的洞室中，衬砌内壁承受的爆炸超压作用明显不同于自由场中发生的理想爆炸情形。爆炸波由爆心发出，遇到衬砌内壁后部分反射回爆心，在爆心处经相互作用后再发出，如此反复多次，每次作用在内壁的超压峰值与前一次相比均有所降低（约 1/2 比例），因而其作用持续时间将大大延长，波形也更为复杂。在此，参照文献[45] 给出其简化模拟图形，如图 2 所示。图 2 中， $t_a$  表示爆炸波首次从爆心传播到衬砌内壁所需的时间； $t_r$  表示衬砌内壁承受一个爆炸超压脉冲的持续时间； $I_{r1}$ 、 $I_{r2}$ 、 $I_{r3}$  表示作用在衬砌内壁的三个连续的爆炸超压冲量。

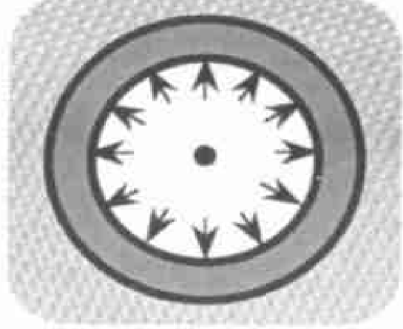


图 1 岩土中圆形衬砌内点源爆炸

Fig.1 Explosion inside a circular tunnel lining buried in soil

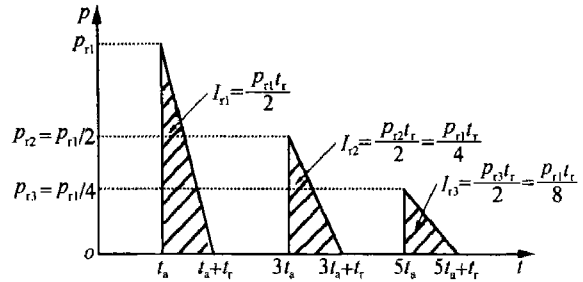


图 2 衬砌内壁承受的爆炸超压简化时程曲线

Fig.2 The simplified time-history curve of explosion overpressure on the inner surface of the tunnel lining

## 3 土-结构相互作用

对于地下爆炸冲击波作用下的基底滑移隔震建筑所考虑的土-结构相互作用应包括两个部分：(1) 基底滑移隔震建筑的基础与地基土之间的相互作用；(2) 密闭衬砌与土体之间的相互作用。

### 3.1 密闭衬砌及其周围有限土体的有限元模型

对于密闭衬砌周围的土体采用八节点等参元进行模拟，这样不仅可适应密闭衬砌的曲线边界，而且由于采用双曲型位移函数，因而在描述位移和应力变化方面比较精确<sup>[6]</sup>。另外，在强烈的爆炸超压作用下，衬砌及其毗邻的土体必将超越弹性进入塑性阶段，在进行弹塑性分析时，势必将这部分区域的单元划分为弹性元、过渡元和塑性元三类。由于采用精度较高的高斯积分（共有 9 个积分点）形成单元刚度矩阵，因而对于单元中塑性区域的划分是以这 9 个积分点进行判别的。若某个积分点进入塑性，则它的权所代表的小区域进入塑性，以此确定单元的塑性区域。

假设衬砌和周围的土体均为符合相关流动法则的理想弹塑性材料，分别采用 Von-Mises 和 Mohr-Coulomb 屈服准则进行分析<sup>[7]</sup>。

### 3.2 半无限土区的离散模型

对于建筑和密闭衬砌四周的半无限土区，为避免因引入人工边界造成爆炸波反射的不良后果，采用无穷元进行模拟。为便于与有限土区的八节点等参元相耦合，保持位移的连续性，无限土区采用七节点超参无穷元模型<sup>[8]</sup>，其基本原理是利用 Lagrange 插值函数和衰减函数的乘积构造形函数。图 3 给出了实际单元与母单元的坐标变换关系，其中的  $\xi$ 、 $\eta$  代表无穷元的局部坐标， $xoy$  代表整体坐标系，其坐标变换式为

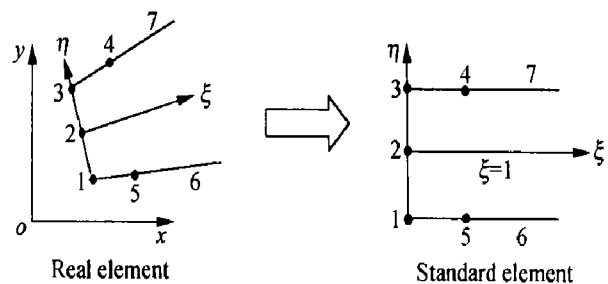


图 3 实际单元与母单元的坐标转换

Fig.3 The coordinate transformation from the real element into the standard element

$$\begin{cases} x = \sum_{i=1}^5 N'_i x_i \\ y = \sum_{i=1}^5 N'_i y_i \end{cases} \quad (1)$$

式中:  $N'_1 = (\xi-1)(\eta-1)/2$ ,  $N'_2 = 0$ ,  $N'_3 = -(\xi-1)(\eta+1)/2$ ,  $N'_4 = \xi(\eta+1)/2$ ,  $N'_5 = -\xi(\eta-1)/2$ 。

单元内任意一点的位移分量  $u, v$  表示为

$$\begin{cases} u = \sum_{i=1}^3 N_i u_i \\ v = \sum_{i=1}^3 N_i v_i \end{cases} \quad (2)$$

式中:  $N_1 = f(\xi)\eta(\eta-1)/2$ ,  $N_2 = -f(\xi)(\eta-1)(\eta+1)$ ,  $N_3 = f(\xi)\eta(\eta+1)/2$ 。  $f(\xi)$  为位移衰减函数, 可取  $f(\xi) = 1/(\xi+1)$ ;  $u_i, v_i$  分别代表无穷元节点  $i$  ( $i=1, 2, 3$ ) 的水平 and 竖向位移分量。

### 3.3 地基与建筑物基础承台间的边界处理

假设基础承台为刚体且与周围土体完全接触, 如图4所示, 则在整体坐标系  $xoy$  下, 接触面节点的位移分量  $u_i, v_i$  表示为

$$\begin{cases} u_i = u_0 - (y_i - y_0)\theta_0 \\ v_i = v_0 + (x_i - x_0)\theta_0 \end{cases} \quad i = 1, 2, \dots, N \quad (3)$$

式中:  $u_0, v_0, \theta_0$  分别为承台底面几何中心处的水平位移、竖向位移和角位移。  $x_0, y_0$  为承台底面几何中心处的坐标。

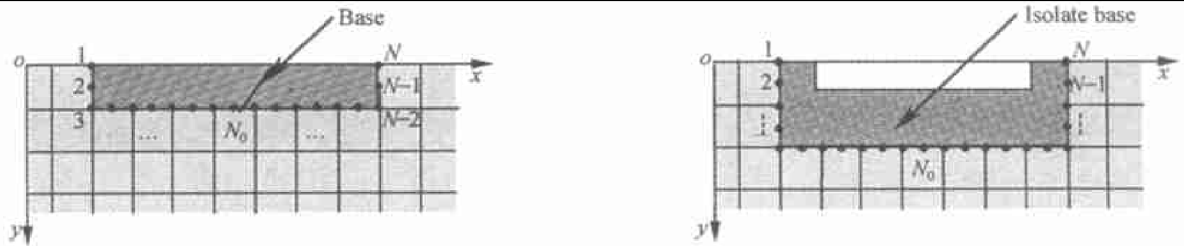


图4 非隔震或滑移隔震建筑基础承台与地基土的交界面

Fig.4 The sketch of the boundary between the bearing base and the soil around

式(3)可用矩阵形式写为

$$\hat{q} = \begin{bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ \vdots \\ u_N \\ v_N \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -y_1 + y_0 \\ 0 & 1 & x_1 - x_0 \\ 1 & 0 & -y_2 + y_0 \\ 0 & 1 & x_2 - x_0 \\ \vdots & \vdots & \vdots \\ 1 & 0 & -y_N + y_0 \\ 0 & 1 & x_N - x_0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_0 \\ v_0 \\ \theta_0 \end{bmatrix} = \mathbf{T}_c \begin{bmatrix} u_0 \\ v_0 \\ \theta_0 \end{bmatrix} \quad (4)$$

将有限土区和半无限土区耦合后形成的整个地基(包含地下衬砌)的基本特性矩阵(如刚度矩阵  $\mathbf{K}_s$ 、质量矩阵  $\mathbf{M}_s$ )和荷载列阵  $\mathbf{P}_s$  中与  $\hat{q}$  相应的项由式(4)按照逆步变换原理转换为与基底中心位移  $u_0, v_0, \theta_0$  对应的项, 从而为实现地基与上部结构(区分不考虑隔震和考虑隔震两种情形)的耦合做好准备。

## 4 基底滑移限位隔震的上部结构分析

假设基底滑移隔震的上部结构为纯剪切模型, 同时忽略沿楼层垂直方向的轴向变形, 则考虑该结构与地基相互作用的示意图(如图5所示)。



中限位器的恢复力,  $F_u = -kx_{BI}$ , 其中  $x_{BI} = u_{BI} - u_0 - h\theta_0$  为隔震层与基础承台间的相对滑动位移;  $f$  为基底摩擦力, 视不同运动状态可分为静摩擦力  $f_s$  与动摩擦力  $f_d$  两种情况, 确定如下:

(1) 当  $\dot{x}_{BI} = 0$ , 且  $|f_s| \leq |f_d|$  时, 隔震层与基础间处于相对静止状态, 此时  $f = f_s$ ; 其中  $f_s = \sum_{i=1}^n m_i \ddot{u}_i + m_{BI} \ddot{u}_{BI} - F_u$ 。

(2) 当  $|f_s| > |f_d|$  时, 隔震层与基础间处于相对滑动状态, 此时  $f = f_d$ ; 其中  $f_d$  如果采用库仑摩擦力模型, 在结构动力响应计算中需跟踪啮合和滑移阶段及其过渡边界, 且积分步长需很小才不致造成很大的误差。为克服这一缺陷, 在文献[3]的基础上提出用连续摩擦力模型取代上述的库仑摩擦力模型, 使摩擦力成为自变量  $v_0^b$  和  $x_{BI}$  的连续函数, 即

$$f_d = \begin{cases} -\mu \left[ \sum_{i=1}^n m_i + m_{BI} \right] (g - v_0^b) \text{th}(\alpha \cdot \dot{x}_{BI}) & g - v_0^b \geq 0 \\ 0 & g - v_0^b < 0 \end{cases} \quad (6)$$

式中:  $\mu$  为滑动摩擦因数;  $g$  为重力加速度;  $\alpha$  为一大数, 通常  $\alpha \geq 100$ 。

当上部结构与地基耦合之后, 便形成了整个系统的刚度矩阵  $\mathbf{K}$ 、质量矩阵  $\mathbf{M}$  以及荷载列阵  $\mathbf{P}$ , 应用 Rayleigh 阻尼理论形成各个区域的阻尼矩阵并以同样的方法耦合成体系的阻尼矩阵  $\mathbf{C}$ 。采用 Newmark 增量初应力法计算体系在地下衬砌内发生意外爆炸时的弹塑性时程动力响应。

## 5 数值分析

一幢 6 层砖混结构建造在一个半无限地基上。在地下距其基底中心水平距离 12m、垂直距离 8m 处存在一个圆形衬砌, 圆形衬砌的内半径 3.0m、壁厚 0.35m。整个地基的单元网格划分如图 6 所示, 地基与衬砌的有关参数见表 1。当衬砌内壁遭受图 7 所示的意外爆炸冲击波作用时, 采用本文方法计算了图 5 所示考虑土-结构相互作用且上部结构分为非隔震和基底滑移限位隔震两种情形下该砖混结构的动力反应 ( $\Delta t = 0.03\text{ms}$ , 持续时间  $t = 0.9\text{s}$ ), 上部结构有关参数见表 2。

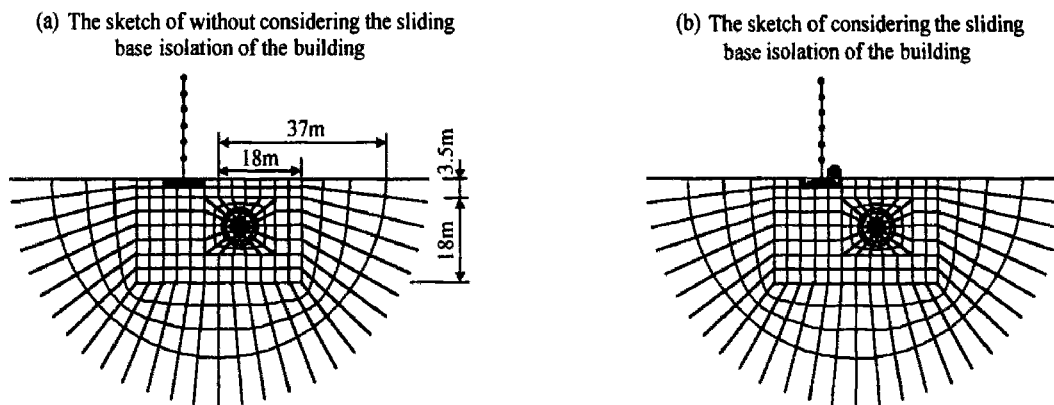


图 6 考虑土-结构相互作用的有限元-无穷元耦合模型

Fig. 6 The coupling model combining the finite element and the infinite element and considering the soil-structure interaction

表 1 衬砌和土体的参数

Table 1 Input parameters of the tunnel lining and the soil

| 材料 | 密度 $\rho / (\text{kg}/\text{m}^3)$ | 粘聚力 $C / \text{kPa}$ | 内摩擦角 $\varphi / ^\circ$ | 弹性模量 $E / \text{MPa}$ | 泊松比 $\mu$ | 阻尼比 $\xi_i, \xi_j$ |
|----|------------------------------------|----------------------|-------------------------|-----------------------|-----------|--------------------|
| 土体 | $1.6 \times 10^3$                  | 10                   | 30                      | 600                   | 0.3327    | 0.2                |
| 衬砌 | $2.5 \times 10^3$                  |                      |                         | 6000                  | 0.2       | 0.05               |

表 2 基底滑移限位隔震建筑物的结构参数

Table 2 Input parameters of the sliding base-isolated building

| 普通楼层(1~6) |         |      | 隔震层       |         |      | 基础承台 |       |                      |
|-----------|---------|------|-----------|---------|------|------|-------|----------------------|
| 层高        | 层间刚度    | 单层质量 | 摩擦因数      | 限位器刚度   | 质量   | 厚度   | 质量    | 转动惯量                 |
| /m        | /(GN/m) | /t   | $\mu$     | /(MN/m) | /t   | /m   | /t    | /(t·m <sup>2</sup> ) |
| 3.0       | 1.076   | 18.0 | 0.07~0.20 | 3.041   | 18.0 | 1.5  | 23.13 | 164.19               |

图 8~图 15 示出了考虑滑移限位隔震的相互作用体系在基底摩擦因数  $\mu$  分别取 0.07、0.10、0.15、0.20 时遭受地下爆炸冲击产生的各种响应结果,同时还给出了不考虑隔震的相互作用体系相应的反应值以便进行比较,找出其中的内在规律。

从图 8 可以看出,考虑基底滑移限位隔震的相互作用体系在地下爆炸波冲击下,隔震层与基础承台间相对滑动位移的峰值随摩擦因数的增大而减小;图 9 反应了第 3 层以下的层间剪力峰值随摩擦因数的增大而明显增大,而第 4、5、6 层则随摩擦因数的增大反而略微减小;从图 10~图 12 可以看出,顶层的弹性侧移、各层的层间弹性位移峰值以及各层绝对加速度峰值等均随摩擦因数的增大而增大,而且图 10 的时程曲线还反应出建筑物的摆动频率随摩擦因数的增大而升高的现象(非隔震时的摆动频率最高);这些都反映了隔震层摩擦材料的物理性质对上部结构的隔震效果有很大的影响。

从图 9~图 12 还可以看出,考虑滑移限位隔震的相互作用体系在遭受地下爆炸冲击波作用引起的上部结构各种反应量,均明显小于不考虑隔震而仅考虑土-结构相互作用体系的上部结构相应反应量。这充分说明:在受到地下爆炸波冲击作用下,与以前学者研究得到的土-结构间相互作用能有效减轻上部结构反应的规律相比较,在建筑物基底设置滑移摩擦限位装置能够更进一步明显减小上部结构的反应,即达到“双重减振”的目标,从而获得理想的效果。

从图 13~图 15 可以看出,基底滑移限位隔震的相互作用体系在地下爆炸波冲击下的基础承台水平、竖向和摆动加速度的时程变化频率均高于不考虑滑移隔震时的基础承台反应频率。这从一个侧面反应了传播到基底的爆炸波能量经由滑移隔震层向上部结构传递时,一部分能量受到隔震层有效地“阻隔”而返回其下面的承台及土体中,造成基础承台振动频率相应提高的现象。

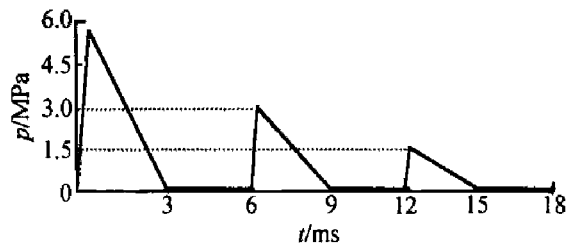


图 7 衬砌内壁承受的爆炸超压时程示意图

Fig. 7 The time-history sketch of the explosion overpressure on the inner surface of the tunnel lining

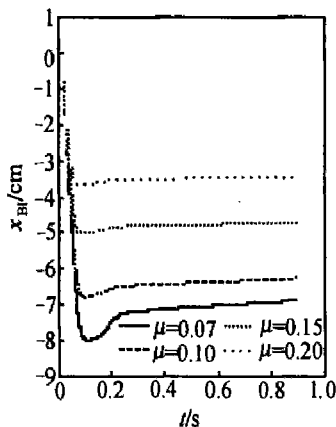


图 8 隔震层滑移  $x_{BI}$  时程曲线  
Fig. 8 The time-history curves of the relative sliding displacement  $x_{BI}$  of the isolated floor

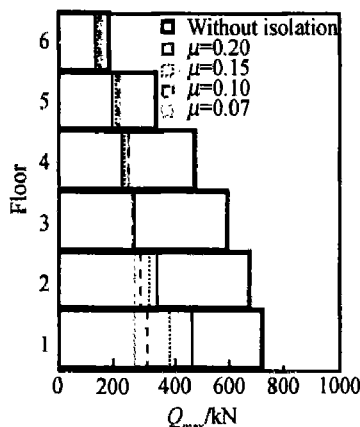


图 9 各层剪力峰值  $Q_{max}$   
Fig. 9 Peak shearing force  $Q_{max}$  of each floor

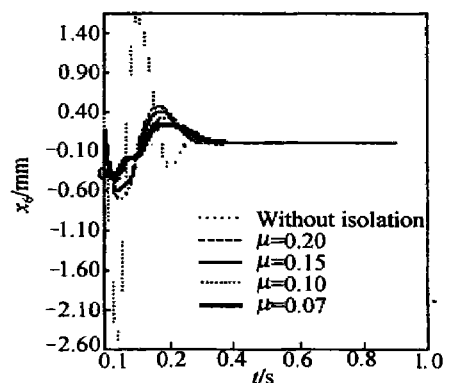


图 10 建筑顶层相对隔震层弹性侧移  $x_6$  时程曲线

Fig. 10 Time-history curves of the relative horizontal displacement  $x_6$  between the top floor and the isolated floor

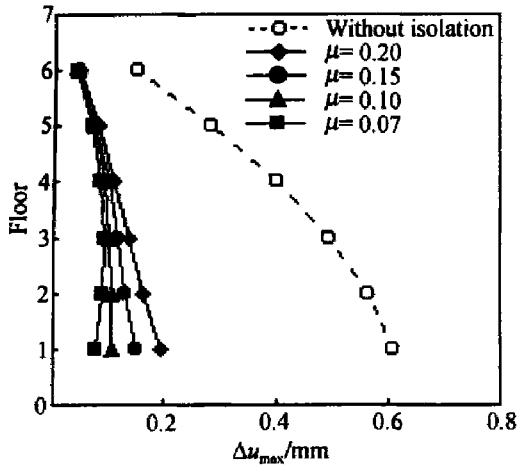


图 11 各层层间相对侧移峰值  $\Delta u_{max}$

Fig. 11 Relative horizontal displacement peak  $\Delta u_{max}$  between the adjoining floors

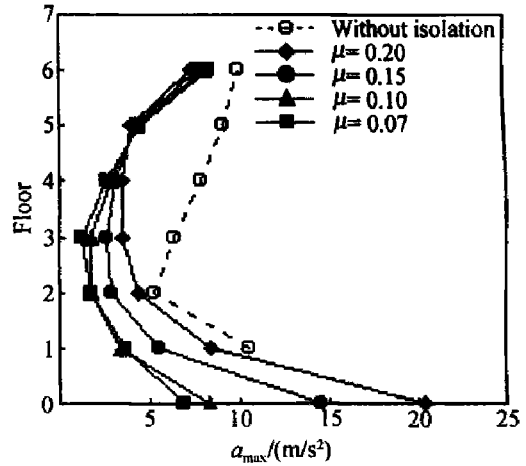


图 12 各层绝对加速度峰值  $a_{max}$

Fig. 12 Horizontal acceleration peak  $a_{max}$  of each floor

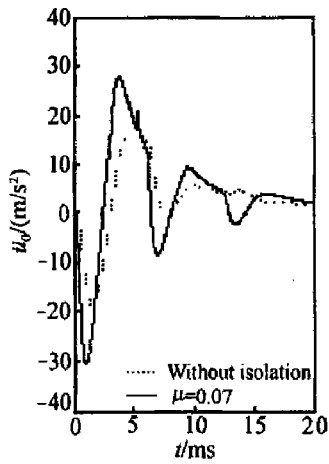


图 13 基底中心水平加速度  $u_0^b$  时程曲线

Fig. 13 Time-history curves of horizontal acceleration  $u_0^b$  of the base-bottom center

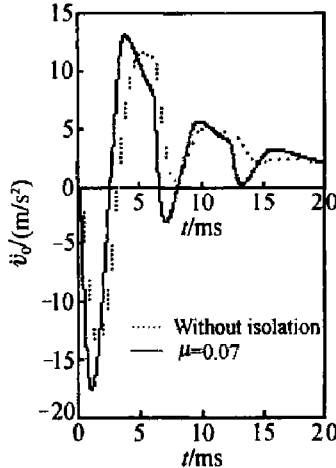


图 14 基底中心竖向加速度  $v_0^b$  时程曲线

Fig. 14 Time-history curves of vertical acceleration  $v_0^b$  of the base-bottom center

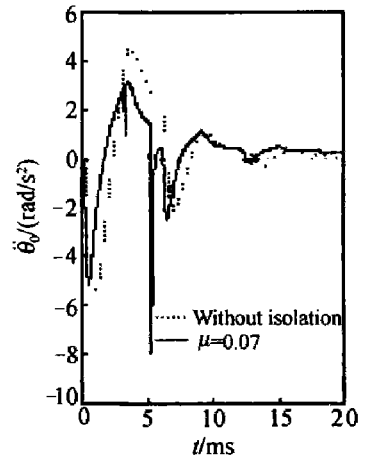


图 15 基底中心转动加速度  $\theta_0^b$  时程曲线

Fig. 15 Time-history curves of rotational acceleration  $\theta_0^b$  of the base-bottom center

## 6 结论

(1) 在建筑物的基底处设置滑移限位隔震装置能够有效地降低上部结构因遭受诸如地下爆炸波一类的短暂且强烈的外部激励作用而引起的动力反应, 达到明显的减震及防灾的效果;

(2) 本文的计算模型能够比较合理地反应爆炸波从埋置的衬砌内壁开始, 经由土体传播至建筑物基础承台的过程, 同时考虑了土体与埋置衬砌和滑移隔震建筑物基础等两个结构之间的相互作用, 使得关于基底滑移隔震建筑物承受地下爆炸冲击波作用引起动力响应的分析研究建立在更为符合工程实际的基础之上。

## 参考文献:

[1] 俞茂宏, 马国伟, 王一兵, 等. 砖混建筑结构基础隔震分析[J]. 建筑结构学报, 1996, 17(4): 52-59.  
YU Mao-hong, MA Guo-wei, WANG Yi-bing, et al. Analysis of base isolation of brick masonry building structure[J]. Journal of Building Structures, 1996, 17(4): 52-59.

[2] 樊剑, 唐家祥. 带限位装置的摩擦隔震结构动力特性及地震反应分析[J]. 建筑结构学报, 2001, 22(1): 20-25.  
FAN Jian, TANG Jia-xiang. Dynamic characteristics and earthquake response analysis of structures supported on slide-

- limited friction base isolation system[J]. *Journal of Building Structures*, 2001, 22(1): 20–25.
- [3] Mostaghel N, Davis T. Representations of coulomb friction for dynamic analysis[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1997, 26(5): 541–548.
- [4] Baker W E, Cox P A, Westine P S, et al. *Explosion hazards and evaluation (fundamental studies in engineering 5)*[M]. Amsterdam, Netherlands; Elsevier Scientific Publishing Company, 1983: 238–243.
- [5] Smith P D, Mays G C, Rose T A, et al. Small scale model of complex geometry for blast overpressure assessment[J]. *International Journal of Impact Engineering*, 1992, 12(3): 345–360.
- [6] 王勛成, 邵敏. 有限单元法基本原理和数值方法[M]. 第 2 版. 北京: 清华大学出版社, 1997: 117–140.
- [7] 龚晓南. 土塑性力学[M]. 杭州: 浙江大学出版社, 1990: 79–82.
- [8] 赵崇斌, 张楚汉, 张光斗. 用无穷元模拟半无限平面弹性地基[J]. *清华大学学报*, 1986, 26(3): 51–64.  
ZHAO Chong-bin, ZHANG Chu-han, ZHANG Guang-dou. Simulation of semi-infinite plane elastic foundation using infinite elements[J]. *Journal of Tsinghua University*, 1986, 26(3): 51–64.

## Dynamic responses of sliding base isolated buildings subjected to shock wave of underground explosion

TIAN Li<sup>\*</sup>, LI Zhong-xian

(*School of Civil Engineering, Tianjin University, Tianjin 300072, China*)

**Abstract:** In this paper, the dynamic responses, caused by the accidental explosion inside the circular liners buried in soil, of sliding base isolated buildings located on the surface of ground, are investigated by considering the interaction between soil and structures. In the analysis for the interaction between soil and structures, the calculated models for the finite soil, the semi-infinite soil and the sliding base isolated building are established using a method considering with the finite element, the infinite element and the lumped mass system. In the analysis for sliding base isolation, instead of the traditional Coulomb friction model the continuous friction model is proposed in order to avoid to trace the transient boundary between meshing and sliding and to reduce the calculated error. Finally, the dynamic responses of a 6-story building with sliding base isolation, excited by the shock wave of underground explosion, is numerically simulated to investigate the effect of sliding base isolation and the influence of different isolation parameters on the effect, which provides a helpful reference for either related academic research or practices in engineering.

**Key words:** mechanics of explosion; dynamic responses; continuous friction model; sliding base isolated building; shock wave of underground explosion; soil-structure interaction

\* Corresponding author; TIAN Li; E-mail address: zqli@tju.edu.cn; Telephone: 022-27402397