

文章编号: 1000-7598-(2006)08-1293-06

关于地铁地震响应的模型振动试验及数值分析

车爱兰¹, 岩楯敞广², 葛修润¹

(1. 上海交通大学 船舶海洋与建筑工程学院, 上海 200030; 2. 首都大学 东京都市环境学部, 日本 东京 192-0397)

摘 要: 为明确大地震时地铁的破坏过程及原因, 以 1995 年日本阪神—淡路大地震中遭受严重破坏的神户大地铁车站为对象, 进行了一系列的模型振动试验和动力有限元分析。对于作用于地下结构的地震动土压的发生原理、地震波输入方向、结构的埋设深度、地基与结构间的刚性比对地震动土压的影响及在地基-结构系统的非线性响应下结构周围地基终局状态时的地震动土压进行了研究。明确了地震动土压的极限值及在大地震时周围地基的残余应变引起的静止土压力的存在。为今后改进地震土压力计算方法、提高地下结构抗震设计水平提供了依据。

关 键 词: 阪神—淡路大地震; 模型振动试验; 动力有限元分析; 地震动土压; 地震响应;

中图分类号: TU 435

文献标识码: A

Dynamic behaviors of subway structure subjected to strong earthquake motions using shaking table tests and dynamic analyses

CHE Ai-lan¹, IWATATE Takahiro², GE Xiu-run¹

(1. School of Naval Architecture, Ocean and Civil Engineering, Shanghai Jiaotong University, Shanghai 200030, China;

2. Civil and Environmental Engineering, Tokyo Metropolitan University, Tokyo 192-0397, Japan)

Abstract: In order to clarify the dynamic behaviors and the damage mechanism of the subway structure, a series of shaking table tests and dynamic finite element analyses of Dakai subway station damaged in 1995 Hyogoken-nambu earthquake were performed. The mechanism of the seismic soil pressure acting on the structure, the effects of the input directions of the sinusoidal and random waves, the embedded depth of the subway structure and the shear modulus ratio between the structure and the surrounding ground were investigated. Moreover, from the nonlinear seismic response analysis, the seismic soil pressure in the limit state of the surrounding ground were evaluated. It was resulted that the seismic soil pressure would reach a peak value; and the seismic soil pressure consists of dynamic component and static one caused by residual strain of the ground due to strong earthquake motions. The foundation is provided for amending the calculation method of seismic soil pressure and improving the anti-earthquake designing level of underground structure.

Key words: Hanshin-Awaji earthquake; shaking table test; dynamic finite element analysis; seismic soil pressure; seismic response

1 引 言

虽然地震动土压在抗震设计中作为作用于地下结构的外力是一个重要因素, 但是到目前为止, 还没有明确的掌握动土压的发生原理及对其正确评价的方法。一般地震动土压的计算方法多采用库仑的土压原理或物部-岡部公式^[1, 2]。这种方法是利用代表性的静分析法——震度法原理, 将动土压设定为静力, 但这与实际的动反应现象是不相符的。本文以兵库县南部地震(阪神—淡路大震災)中受到严重破坏的地铁(神户高速铁道大开车站)^[3, 4]为对象, 对大开车站的 1: 30 模型进行了模型振动试验及数值分析。为把握作用于结构的地震动土压(剪切压力及

轴力)的发生原理及评价方法, 进行了地震波输入方向、结构埋设深度、地基-结构刚性比对地基-结构系统的动响应及地震动土压的影响研究。特别是, 因为地下结构的地震响应受周围地基变形的支配, 大地震时的地下结构的地震响应还有许多未解决的难题, 本文进行了伴随着地基-结构系统的非线性化, 周围地基在终局状态时, 地基-结构系统的动响应特征及作用于结构的地震动土压的研究。

2 模型振动试验

2.1 试验概要

兵库县南部发生地震时, 神户高速铁道大开车站遭受了中柱倒塌、天井陷落及地铁正上方的国道

28 号道路的路面沉陷(最大 2.5 m)等严重破坏^[3~5]。因地震而使地下结构发生如此大的破坏,过去还没有先例^[6]。因此,为明确大地震时地铁的破坏过程及原因,利用大型振动台(4 m×4 m,载荷 200 kN)及剪切土槽(1 m×1.2 m×0.8 m)进行了模型振动试验。试验的地基材料使用干燥标准砂(GIFU-sand)($D_{60}=0.35$ mm, $D_{30}=0.31$ mm, $D_{10}=0.22$ mm)。地基为双层构造,下层密实(重度 $\rho=16.0$ kN/m³),上层是干燥砂由空中自由落下做成($\rho=14.8$ kN/m³)。结构模型为实际大开车站的 1:30(60 cm×60 cm×24 cm),盐化塑料制($\rho=14.7$ kN/m³,杨氏模量为 3.0×10^6 kPa)。地基及结构模型根据香川-国生-岩楯^[7]的相似准则设定。测点的布置如图 1 所示。表 1 为地震波水平输入的试验内容。

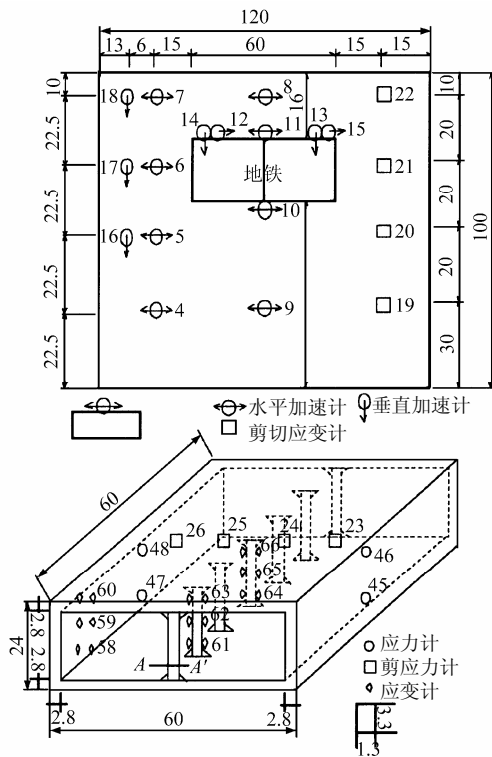


图 1 测点布置图(单位: cm)

Fig.1 Measuring points of the shaking table tests (unit: cm)

表 1 地震波水平输入时的试验内容

Table 1 Experiments in case of horizontal input excitations

试验项目	试验内容
弹性波速度试验	测定地基的弹性波速度
自由振动试验	对振动台进行一次加振
White noise-试验	加速度: 0.1, 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0 m/s ²
正弦波 Sweep 试验	Sweep 范围: 5~30 Hz 加速度: 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0 m/s ²
地震波试验(神戸海洋气象观测波)	时间轴: 1/1, 1/5, 1/10, 1/20, 1/30 最大加速度: NS 成分最大加速度 8.18 m/s ² 的 50%, 100%

2.2 试验结果

(1) 从表 1 的弹性波速度试验可以得到,模型地基的弹性波速度 V_s 分别为: 上层地基(40 cm) $V_s=90$ m/s, 下层地基(60 cm) $V_s=100$ m/s。

(2) 从自由振动试验、White noise 试验、正弦波 Sweep 试验(表 1)可以求得地基的剪切应变 γ 与地基的平均剪切刚性比 G/G_0 , 平均衰减比 h 的关系(图 2)及地基的共振曲线(图 3)。图 2 中的实线为国生-岩楯方案的修正 Hardin-Drnevich 模型(MHD Model)(式(1)、式(2))^[7]的近似曲线,与试验值(图中的点)取得了良好的一致性。随着输入波加速度的增加,加速度增幅率的降低及共振频率的减少,显示了地基显著的非线性特性:

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{1 + \frac{\gamma}{\gamma_t}} \quad (1)$$

$$h = \frac{4}{\pi} \left[\frac{G}{G_0} \left\{ \frac{\gamma_t}{\gamma} - \left(\frac{\gamma_t}{\gamma} \right)^2 \ln \left(1 + \frac{\gamma}{\gamma_t} \right) \right\} - \frac{1}{2} \right] + 0.02 \quad (2)$$

式中 G_0 为初始剪切模量,即剪应变为 10^{-6} 时的剪切模量 G ; 标准应变 $\gamma_t = 3.5 \times 10^{-4}$ 。

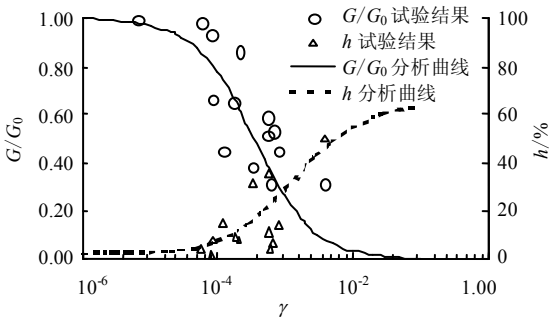


图 2 地基的应变依存曲线

Fig.2 Strain-dependency curves of the model ground

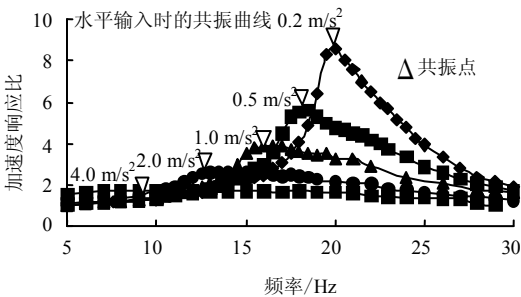


图 3 地基的共振曲线

Fig.3 Resonant curves of the model ground

(3) 从正弦波 Sweep 试验、地震波试验中得到结构(结构周围地基)及自由地基的加速度响应分布(图 4)。可以看到结构在地震波水平输入时,

呈现明显的剪切变形。且不论是地震波水平输入还是上下输入, 自由地基与结构周围地基的加速度响应均存在响应差, 这种响应差导致了结构与周围地基间的位移差。但是实际上结构与周围地基间并没有位移, 因此, 这种并不存在的位移响应即表现为地震动土压 (图 5)。

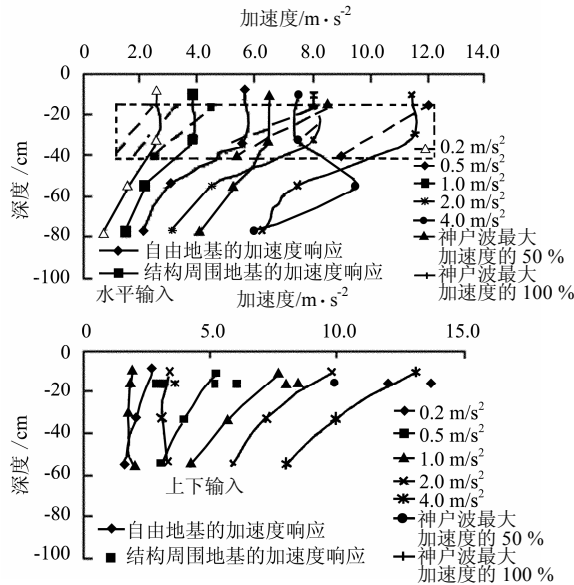


图 4 自由地基与结构周围地基的加速度响应
Fig.4 Acceleration responses of the free ground and the surrounding ground

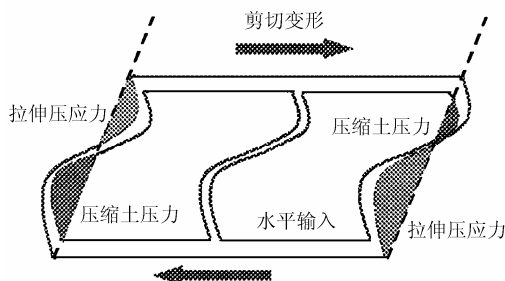
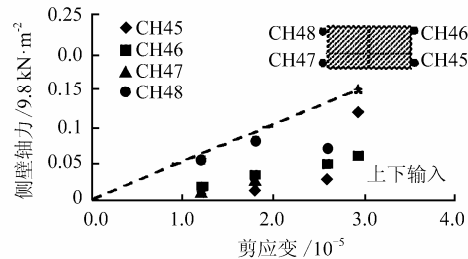
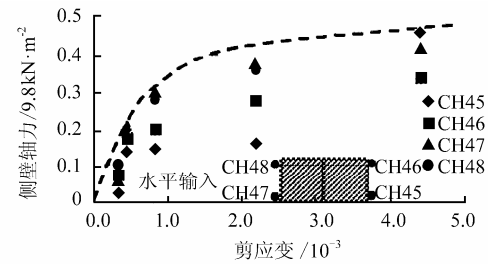
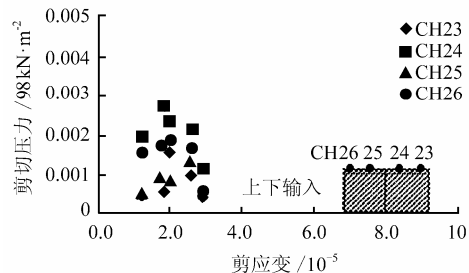
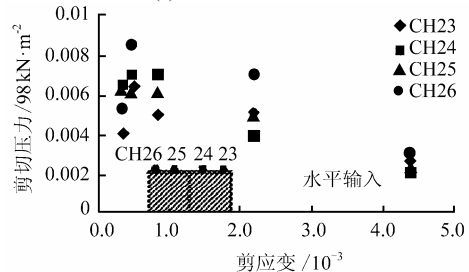


图 5 地震动土压的发生原理
Fig.5 Mechanism of the seismic soil pressure

(4) 从正弦波水平、上下输入的 Sweep 试验可以得到, 作用于结构的地震时最大动土压 (作用于顶板的剪切压力及作用于侧壁的轴力) 与周围地基最大剪应变的关系 (图 6)。结果表明, 作用于侧壁的轴力最大值与周围地基最大剪应变呈双曲线关系, 即随着周围地基最大剪应变的增加, 结构周围地基呈现明显的非线性, 地震动土压渐近于一极限值。至于作用于顶板的剪切压力, 在水平输入时呈现下降趋势, 其原因可考虑为, 结构与地基间出现了滑移、脱离等现象。上下输入时, 因周围地基几乎没有剪应变, 所以作用于顶板的剪力亦很小, 约为水平输入时的 1/15。



(a) 作用于侧壁的轴力



(b) 作用于顶板的剪力

图 6 地震动土压与结构周围地基最大剪应变的关系
Fig.6 Relationship between the seismic soil pressures and shear strain of the surrounding ground

3 地基-结构的等价线性分析

采用二维等价线性时程响应分析法对神户大开地铁车站的地震反应进行了数值模拟。对地震波输入方向、结构的埋设深度、结构与周围地基的刚性比对地震动土压的影响进行了分析。

3.1 分析方法

在建模时首先采用 Shake 程序计算自由场土体的动剪切模量和阻尼比, 在二维有限元动分析中不再考虑土体的非线性。地基的非线性使用模型振动试验的近似曲线 (图 2)。分析模型为: 地基设定为平面应变单元 (等价线性), 结构设定为梁单元 (线性)。边界条件为: 地基地面全固定, 侧面是水平或上下滑轮 (图 7)。输入波为不同加速度大小 (水平输入时为 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0 m/s², 上下输入

时为 0.1, 0.25, 0.5, 1.0, 2.0 m/s^2), 不同频率范围(水平输入时 0.5~20 Hz, 上下输入时 20~50 Hz)的 5 种正弦波。

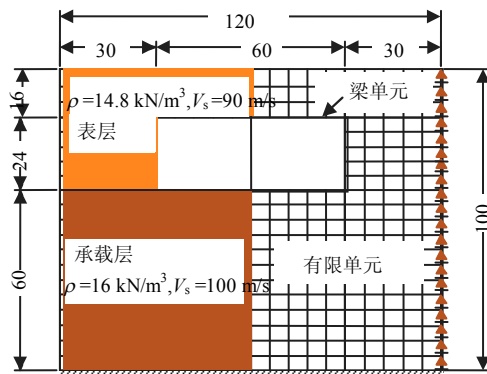


图7 有限元动分析模型 (单位: cm)
Fig.7 Ground-structure models (unit: cm)

3.2 地震波输入方向对动土压的影响

图8为地震时最大动土压与周围地基最大应变的关系。结果表明, 作用于结构的动土压(轴力及剪力)最大值与周围地基最大应变呈双曲线关系, 即随着周围地基最大应变的增加, 结构周围地基呈现明显的非线性, 地震动土压渐近于一极限值。周围地基最大剪应变在 10^{-5} 以下时, 地震动土压呈现线性特性, $10^{-4} \sim 10^{-3}$ 时, 地震动土压呈现明显的非线性特性, 10^{-3} 以上时地震动土压趋近极限值。分析结果与模型振动试验结构取得了一定的一致性。

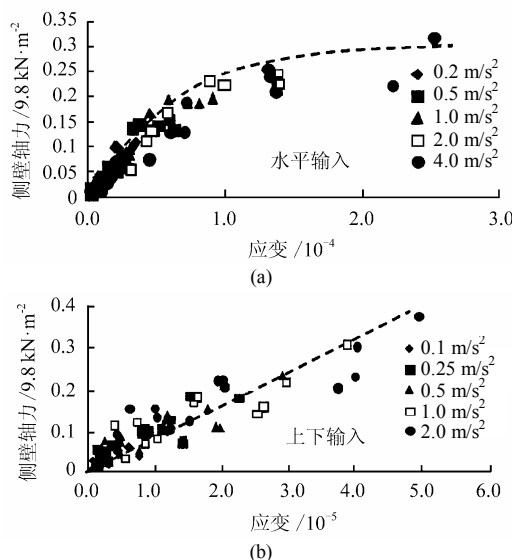


图8 最大地震动土压与结构周围地基最大应变的关系
Fig.8 Relationship between the maximum seismic soil pressures and maximum strain of the surrounding ground

3.3 结构埋设深度对动土压的影响

图9为地震波水平输入(正弦波 2.0 m/s^2)时在共振点的地震动土压分布。如图所示, 地震波水

平输入时作用于结构的轴力, 在埋设深度 0 cm (结构露出地面) 时, 地震动土压(侧壁)呈线性分布(三角形分布); 埋设于地中时, 作用于结构同一壁面(上下板, 侧壁)的地震动土压有 180° 相位角, 即地震时同时有压缩及拉伸方向的轴力作用于结构的同一壁面; 结构设置于基岩时, 地震动土压分布(侧壁)没有相位角, 即地震时分别有压缩或者拉伸方向的轴力作用于结构。

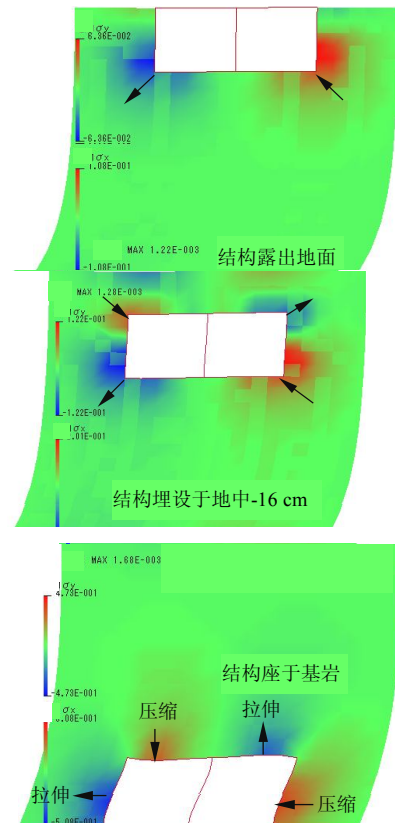


图9 不同埋设深度时地震动土压分布 (共振点)
Fig.9 Distribution of the seismic soil pressure in different depths (At resonant point)

3.4 地基-结构刚性比对动土压的影响

以结构的剪切刚性($G_s A_2$, 剪切模量 $G_s = \frac{E}{2(1+\gamma)}$), 侧壁-中柱的截面积($A_2 = 0.069 \text{ m}^2$)与地基的剪切刚性 $G_g A_1$ (剪切模量 $G_g = \frac{\rho V_s^2}{g}$, 结构的截面积 $A_1 = 0.6 \text{ m}^2$)的比(G_r , $G_g A_1 / G_s A_2$)为参数进行动分析。

图10为不同刚性比($G_r = 0.1, 10$)时地震动土压与结构周围地基最大应变的关系。如图所示。结构与地基的刚性比在 1.0 以下时, 作用于结构的动土压最大值与周围地基最大应变呈双曲线关系。但是, 结构与地基的刚性比在 1.0 以上时, 结构的地震动土压与结构周围地基最大应变的分布失去其

整合性, 除结构四角处的集中力外, 几乎没有轴力作用于结构上。

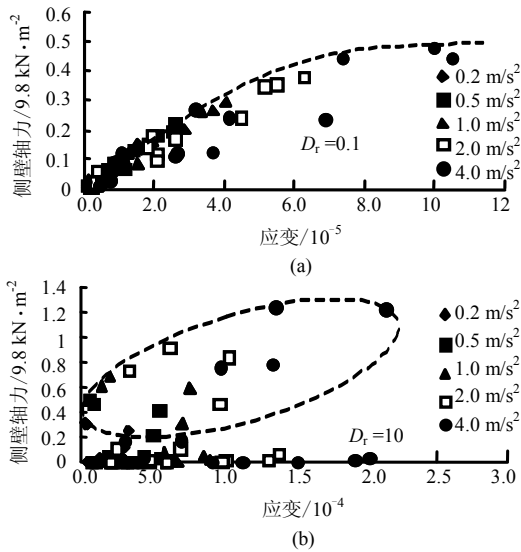


图 10 地震动土压与结构周围地基最大应变的关系
Fig.10 Relationships between the maximum seismic soil pressures and the strain of surrounding ground

4 地基-结构系统的非线性分析

众所周知, 土的动力特性依存于应变大小^[8]。上节中已经得到, 应变在 10^{-3} 时, 结构周围地基呈现明显的非线性, 地震动土压渐近于一极限值。本节主要讨论当应变在 10^{-3} 以上时, 结构周围地基的非线性。采用地基-结构体系的非线性时程响应分析法, 对大地震时地基的非线性对动土压的影响进行分析。

4.1 分析方法

地基的非线性使用土的非线性本构关系 Hardin Drnevich 模型^[9, 10] (图 11)。输入波为不同加速度大小 (0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0 m/s^2), 不同频率分布 (0.5~20 Hz) 的 5 种正弦波。如图 7 所示, 结构埋设于双层地基中 (上层 $\rho=14.8 \text{ kN/m}^3$, $V_s=90 \text{ m/s}$, 下层 $\rho=16.0 \text{ kN/m}^3$, $V_s=100 \text{ m/s}$)。

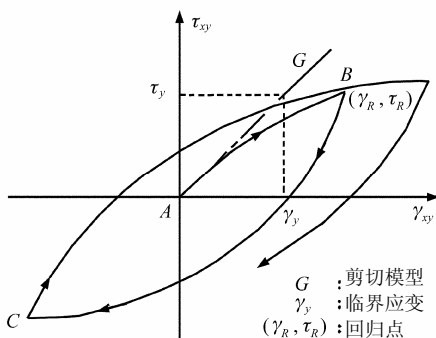


图 11 地基的非线性本构关系 Hardin Drnevich 模型
Fig.11 Ramberg-Osgood nonlinear model of the ground

图 11 中 A—B, 有

$$\left. \begin{aligned} \frac{\gamma}{\gamma_y} &= \frac{\tau}{\tau_y} \left(1.0 + \alpha \left| \frac{\tau}{\tau_y} \right|^\beta \right); \\ G_t &= \frac{G_0}{\left\{ 1.0 + \alpha(\beta+1) \left| \frac{\tau}{\tau_y} \right|^\beta \right\}} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

B—C, C—B, 有

$$\left. \begin{aligned} \gamma - \gamma_R &= \frac{1}{G_0} (\tau - \tau_R) \left(1.0 + \alpha \left| \frac{\tau - \tau_R}{2\tau_y} \right|^\beta \right); \\ G_t &= \frac{G_0}{\left\{ 1.0 + \alpha(\beta+1) \left| \frac{\tau - \tau_R}{2\tau_y} \right|^\beta \right\}} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

式中 α , β 均为材料参数。

4.2 作用于结构的地震动土压的非线性

图12为各地震输入波状态下作用于侧壁的轴力-时程曲线。地基应变在 10^{-3} 以下时(输入加速度0.2~1.0 m/s^2), 作用于结构的轴力在共振点达到最大值, 时程曲线没有轴线漂移的发生, 作用于结构的压力与张力相同, 共振点后逐渐减少。但是, 地基应变在 10^{-3} 以上时(输入加速度2.0~4.0 m/s^2), 地震动土压的时程曲线发生较大的轴线漂移(残余应变), 在共振点除压力(张力)外, 伴随着时程曲线的轴线漂移, 还存在静压力(静止土压力)。即作用于结构的轴力趋近于共振点时达到最大值, 通过共振点后, 虽然动压力部分没有增加, 静止土压力作为残留压力仍然作用于结构。大地震时(大应变), 作用于结构的动土压必须考虑为动压力部分与因周围地基的残余应变引起的静止土压力的和。

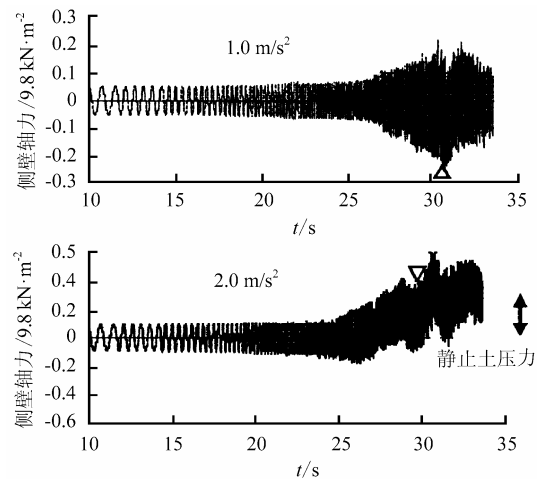


图 12 各地震输入波状态下作用于侧壁的轴力-时程曲线
Fig.12 Time history of stress acting on the structure

5 结 论

通过本文的模型振动试验及数值分析, 可得如下几点结论:

(1) 地下结构追随地基的剪切变形, 地震时主要呈现剪切变形。自由地基与结构周围地基的加速度响应存在响应差, 这种响应差导致了结构与周围地基间的位移差。但是实际上结构与周围地基间并没有位移。因此, 这种并不存在的位移响应即表现为地震动土压。

(2) 随着输入波(地基应变)的增加, 结构周围地基呈现明显的非线性, 地震动土压渐近于一极限值。

(3) 在结构露出地面时, 地震动土压呈线性分布(三角形分布); 埋设于地中时, 地震动土压同时有压缩及拉伸方向的轴力作用于结构的同一壁面; 结构设置于基岩时, 地震动土压分别有压缩或者拉伸方向的轴力作用于结构。

(4) 结构与地基的刚性比在1.0以下时, 地震动土压最大值与周围地基最大应变呈双曲线关系; 但是, 结构与地基的刚性比在1.0以上时, 结构的地震动土压与结构周围地基最大应变的分布失去其整合性, 除结构四角处的集中力外, 几乎没有轴力作用于结构上。

(5) 大地震时(地基应变 10^{-3} 以上), 作用于结构的地震动土压必须考虑为动压力部分与因周围地基的残余应变引起的静止土压力的和。

参 考 文 献

- [1] John N Cernica. Foundation Design Handbook[M]. New York: John Wiley & Sons, 1995.
- [2] 周健, 董鹏, 池永. 软土地下结构的地震土压力分析研究[J]. 岩土力学, 2004, 25(4): 554—559.
ZHOU Jian, DONG Peng, CHI Yong. Research on seismic soil pressure of underground structures in soft soils[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2004, 25(4): 554—559.
- [3] Hiroomi Iida, Toshio Hiroto, Nozomu Yoshida. Damage to Daikai Subway Station[M]. [s.l.]: Japanese Geotechnical Society, Special issue of soils and foundations, 1996, 283—300.
- [4] Iwatate T, Domon S, Nakamura. damage and seismic response analysis of subway station and tunnels during the great Hanshin-Awaji earthquake[A]. **Proceedings of the World Tunnel Congress'98 on Tunnel and Metropolises**[C]. Vienna: [s.n.], 1997. 45—51.
- [5] Toshio Umehara. Restoration of the oollapsed subway station duc to Hyogoken- Nanhu earthquake, January 17, 1995 [A]. **Proceedings of the World Tunnel Congress'98 on Tunnel and Metropolises** [C]. Sao Paulo:[s.n.], 1998. 25—30.
- [6] 宇佐美龍夫. 日本被害地震総覧[M]. 东京: 东京大学出版会, 1987.
- [7] Kokusyo T, Iwatate T. Scaled model vibration tests and numerical analysis of nonlinear dynamic response of subway structure[A]. **Proceedings of the 24th JSCE Earthquake Engineering Symposium**[C]. Osaka: Earthquake Engineering Symposium, 1996. 233—236.
- [8] 石原研而. 土質動力学の基礎[M]. 东京: 鹿島出版, 1982.
- [9] Wakai A, Ugai K, Li Q. Dynamic elasto-plastic analysis of the sliding displacement during earthquake[A]. **Proc. Int. Sym. on Deformation and Progressive Failure in Geomechanics**[C]. Nagoya: [s.n.], 1997. 635—640.
- [10] Ashraf Shawky, Koichi Maekawa. Computational Approach to path-dependant nonlinear RC/Soil interaction[A]. **Proceedings of the Japan Society of Civil Engineers**[C]. [s.l.]: [s.n.], 1996. 197—07.