

多层地铁车站地震动土压力振动台试验研究^{*}

吴炜枫^{1,2} 朱敏敏¹ 袁 勇²

(1. 上海市隧道工程轨道交通设计研究院, 200235, 上海;

2. 同济大学地下建筑与工程系, 200092, 上海//第一作者, 工程师)

摘 要 设计并开展了大比尺地铁振动台试验, 研究了不同地震动激励下地铁车站侧墙处的动土压力以及峰值动土压力与地震峰值加速度的相关关系, 探讨了车站结构在地震下的运动模式和土-结构运动相互作用对动土压力的影响, 并将试验结果与传统 Mononobe-Okabe (以下简称“M-O”) 动土压力理论的计算结果进行了对比分析。结果表明: 强震下存在残余土压力, 认为是土体进入塑性所致; 顶板-底板处侧墙的峰值动土压力相对较大, 中板处次之, 楼板之间最小; 车站侧墙动土压力大小与土体峰值加速度存在正相关; M-O 方法无法准确预测试验, 但被动、主动 M-O 动土压力可用于评估实际动土压力的上、下限值。

关键词 地铁车站; 地震动土压力; 振动台试验; 动土压力分布模式; Mononobe-Okabe 法

中图分类号 TU435: U231.4

DOI:10.16037/j.1007-869x.2022.08.049

Shaking Table Test Investigation of Seismic Dynamic Soil Pressure of Multi-layer Metro Station

WU Weifeng, ZHU Minmin, YUAN Yong

Abstract Large-scale metro shaking table test is designed and conducted. The dynamic soil pressure and relation between pressure peak value and seismic peak acceleration on metro station side wall under different seismic excitation is studied. The station structure movement mode under seismic action is discussed, as well as influence of soil-structure relative correlation on dynamic soil pressure. Test result and conventional Mononobe-Okabe (referred to as 'M-O') dynamic soil pressure theory calculation result are compared and analyzed. Results show that residual soil pressure exists under strong earthquakes, which is believed to be caused by soil entering plasticity. The dynamic soil pressure peak value is found the biggest on the top-bottom slab of side wall, the pressure on mid slab is second to it, and that between floors smallest. Positive correlation exists between

station side wall dynamic soil pressure and soil acceleration peak value. M-O method cannot accurately predict the test results. But passive and active M-O dynamic soil pressure can be used to evaluate the upper and lower limits of actual dynamic soil pressure.

Key words metro station; seismic dynamic soil pressure; shaking table test; distribution pattern of dynamic soil pressure; Mononobe-Okabe method

First-author's address Shanghai Tunnel Engineering & Rail Transit Design and Research Institute, 200235, Shanghai, China

准确评估地下结构的地震动土压力, 是应用基于力的简化抗震设计方法的前提。但埋入式地下结构的地震动土压力较复杂, 一般认为该问题尚未得到有效解决^[1]。通常直接采用 Mononobe-Okabe (以下简称“M-O”) 等传统动土压力理论^[2]对埋入式地下结构地震动土压力进行评估, 但其适应性有待研究。总体而言, 目前国内外对软土浅埋大断面地铁车站侧墙动土压力的系统分析和计算方法研究还较少。

自 M-O 方法提出后, 研究人员不断开展相关研究^[3], 以数值分析为主^[1,4], 证实了结构转动-平动运动模式、墙后土体特性、土拱效应和土-结构相位差异等因素对 M-O 法可靠性的影响。目前, M-O 法仍是设计工作中常用评价方法, 也常被研究人员作为评价参照与“实际”动土压力(试验或动力数值分析)进行对比。考虑到数值模拟仍需物理模型试验的验证, 本文主要通过振动台模型试验的方法研究软土地层中车站侧墙动土压力。

本研究设计并进行了一系列大比尺地铁车站振动台试验, 重点分析侧墙动土压力及其分布特

^{*} 国家自然科学基金国际(地区)合作与交流项目(52061135112); 上海申通地铁集团有限公司科研计划项目(JSKY17R031-6, JS-KY22R008-2); 土木工程防灾国家重点实验室课题(SLDRCE19-A-13)

征,对比了试验结果与传统 M-O 动土压力理论计算结果,进一步探讨了车站结构地震运动模式和土-结构相互作用对动土压力的影响。

1 地铁车站大比尺振动台试验

本次振动台试验在同济大学多功能振动实验中心完成,采用大型 10.1 m×6.1 m 振动台。

1.1 大比尺振动台试验相似比设计

根据振动台承载能力和对试验边界效应的考虑,确定模型尺寸相似比为 1:25。简要概括的试验设计思路^[5]:根据原型场地剪切刚度随深度增加的分 布模式,推导了模型土初始剪切模量与围压间应满足的相互关系;为满足对原型软土刚度非线性衰减的相似,结合材料非线性相似假设和 Hardin 土动模型的骨架曲线模型,推导模型土初始剪切模量、剪切强度相似比间应满足的相互关系,进而设计试验。根据试验结果,优选砂-锯末模型土的质量配比,以满足上述两个模型特征。

根据上述试验设计方法,结合动力控制方程和 Buckingham- π 理论,得出振动台试验相似比如表 1 所示。

表 1 振动台试验相似比设计

物理量	相似关系	相似比
位移 u	S_l	1/25
密度 ρ	S_ρ	1/2
剪切模量 G_s	S_G	1/50
加速度 a	$S_G/(S_l S_\rho)$	1
时间 t	$(S_l/S_a)^{0.5}$	1/5
力 F	$S_\rho S_a S_l^3$	1/31 250

注: S_l 为尺寸相似比; S_ρ 为密度相似比; S_G 为剪切刚度相似比; S_a 为加速度相似比。

1.2 模型土及共振柱试验

上海地区软土的一个重要动力特性为:随着剪应变 γ 的增加,剪切模量逐渐衰减,而阻尼比 ξ 增加。

通过共振柱试验(共 12 组)测试了原状土和不同围压下模型土的动力特性,分别得到小应变剪切模量 G_0 、动剪切模量衰减曲线 $G_s/G_0-\gamma$ 和阻尼比增大曲线 $\xi-\gamma$ 。根据试验结果,确定砂与锯末质量比为 2.5:1.0。图 1 对比了模型土和原状土共振柱试验结果,认为模型土可以有效模拟原状土。

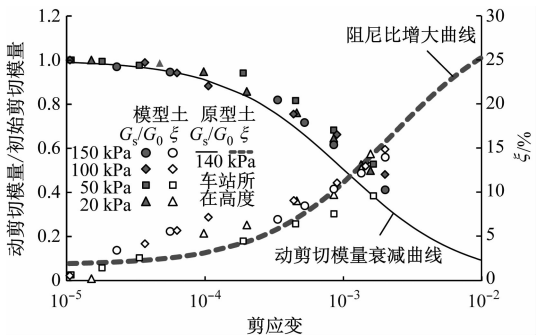


图 1 不同围压模型土和原状土的共振柱试验结果对比
Fig.1 Comparison of resonant column test results of prototype and model soil under different confining pressure

1.3 模型结构设计及制作

地铁车站内部结构复杂,需合理考虑楼板、纵梁、中柱等构件。试验采用微粒混凝土和镀锌钢丝模拟钢筋混凝土原型车站结构。结构模型制作过程如图 2 所示。模型构件断面尺寸及配筋设计分别基于弯曲刚度和受弯承载力等效的原则设计:

$$A_{s,m} = S_l^2 A_{s,p} S_E / S_{f_y} \tag{1}$$

式中:

$A_{s,m}$ 、 $A_{s,p}$ ——分别为模型和原型截面配筋面积;

S_l 、 S_{f_y} 、 S_E ——分别为尺寸、强度和弹模的相似比。

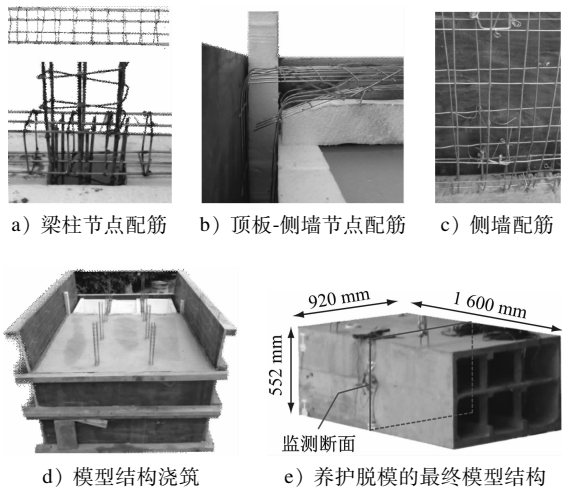


图 2 结构模型制作过程

Fig.2 Structural model making process

1.4 传感器方案及输入地震动

试验中的传感器布置如图 3 所示。土压力计在侧墙顶、底、中板处及各楼板间中点处。土压力计直径为 10 mm,量程为 10 kPa,精度为 5 Pa。结构顶

布置 1 个倾角仪,侧墙布置 3 个加速度计 (A8—A10),自由场处布置 7 个加速度计。

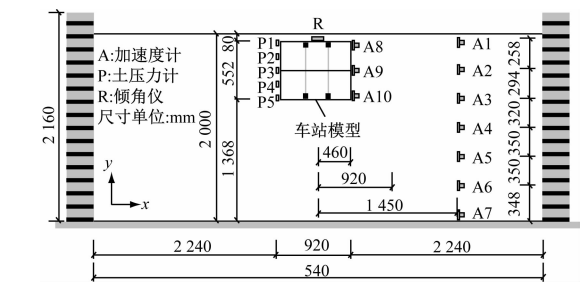


图 3 传感器布置方案及位置尺寸

Fig. 3 Layout scheme and position dimension of sensors

试验首先输入正弦波和上海人工波,随后是 4 条真实地震波(表 4)。

表 2 振动台试验输入地震动序列及其特征

Tab. 2 Seismic dynamic sequence and features of shaking table test input

序号	地震名	工况	a_{PG}/g	$D_{a5.95}/s$	主频率/Hz
0	白噪声	WN	0.02		
1	正弦波 2 Hz	sin2-0.1	0.1	3.45	2.0
2	正弦波 4 Hz	sin4-0.1	0.1	1.54	4.0
3	正弦波 8 Hz	Sin8-0.1	0.1	0.81	8.0
4	正弦波 10 Hz	Sin10-0.1	0.1	0.49	10.0
5	上海人工波	SH-0.1	0.1	12.60	17.8
6	Kobe-1995	Kobe-0.1	0.1	60.10	15.7
7	ChiChi-1999	ChiChi-0.1	0.1	30.40	7.4
8	ElMayor-2010	EM-0.1	0.1	51.20	9.6
9	Darfield-2010	DF-0.1	0.1	30.50	12.1
10	上海人工波	SH-0.2	0.2	12.60	17.8
11	上海人工波	SH-0.4	0.4	12.60	17.8

注: a_{PG} 为加速度峰值; $D_{a5.95}$ 为地震 Arias 强度累计 5% ~ 95% 的显著持续时间; g 为重力加速度。

2 地铁车站侧墙土压力试验结果

2.1 大比尺振动台试验方法验证

基于波动法的一维场地响应分析可逆向地从地表记录地震响应反推基岩响应,可用于验证振动台试验设计的有效性。图 4 对比了振动台试验结果所得的传递函数与基于波动法的解析解。试验结果取自 0.02 g 白噪声工况的地表和台面自由场加速度记录,可认为场地符合弹性假设。传递函数有下式确定:

$$F(\omega) \approx \frac{1}{\sqrt{(\cos^2 \omega(\omega H/v_s)^2 + [\xi(\omega H/v_s)]^2)}} \quad (2)$$

式中:

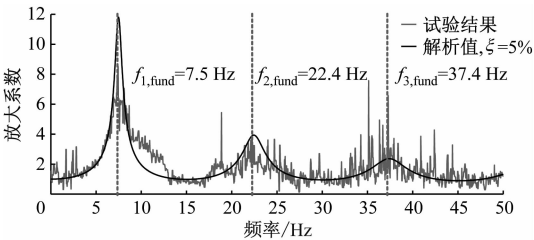
ω ——频率;

H ——场地厚度,为 2 m;

v_s ——场地剪切波速,通过式 $v_s = \sqrt{G_s/\rho}$ 以及共振柱试验结果确定;

ξ ——阻尼比,通常取 5%。

从图 4 可看出,试验结果和解析解在较大频域范围均较相符,包括 1 ~ 3 阶主频(7.5 Hz,22.4 Hz,37.4 Hz)。



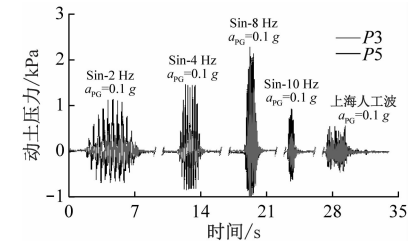
注:解析解基于 $\xi=5\%$ 的刚性基岩上均值线弹性地层。

图 4 一维场地响应传递函数试验结果与解析值

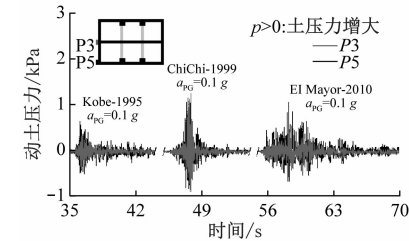
Fig. 4 Test results and analytical solution of one dimension site response transmission function

2.2 地铁车站动土压力时程

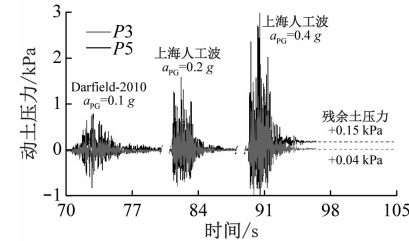
图 5 所示为振动台试验中,车站模型的结构侧



a) $a_{PG} = 0.1 g$ 的正弦波与上海人工波工况



b) $a_{PG} = 0.1 g$ 的 Kobe, ChiChi, EI Mayor 工况



c) $a_{PG} = 0.1 g$ 的 Darfield 与 $a_{PG} = 0.2 g, 0.4 g$ 的上海人工波工况

图 5 模型结构中楼板和底板所在高度侧墙动土压力时程

Fig. 5 Dynamic soil pressure time-history of middle and bottom slab on side wall in model structure

墙在中楼板和底板高度记录的动土压力(增量)时程。

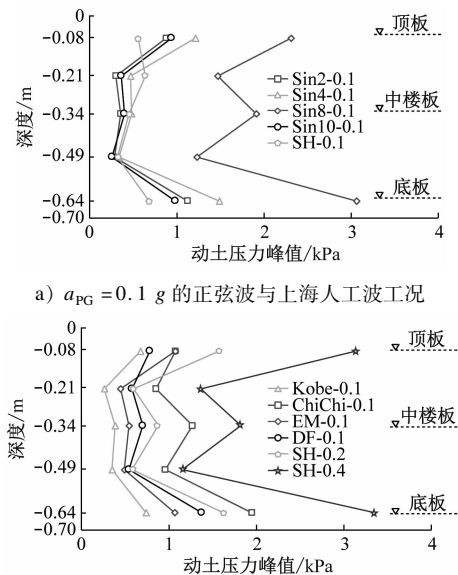
根据图 5 所示,动土压力峰值与输入地震动的频率成分有关:靠近模型系统主频(7.5 Hz)的地震动 Sin-8 Hz 引起最大动土压力响应。随着峰值加速度提高,地震动土压力峰值相应增加。

动土压力与输入波频率成分相关性也体现在上海人工波和真实波工况中。对比中楼板处和底板处的动土压力,底板处均大于中楼板处。在强震后出现土压残余值,分别为中楼板处 0.04 kPa 和底板处 0.15 kPa。认为强震中,车站周围土体塑性变形可导致地层应力重分布,进而影响结构外动土压力。

3 结果分析与讨论

3.1 地铁车站动土压力峰值分布模式

图 6 为振动台试验中车站结构侧墙处从顶板到底板 5 处的动土压力峰值与其相对位置的关系。



b) $a_{PG} = 0.1$ g 的真实波与 $a_{PG} = 0.2$ g, 0.4 g 的上海人工波工况

图 6 车站结构侧墙不同高度处动土压力峰值分布

Fig. 6 Maximum dynamic soil pressure at different heights on the side wall of station structure

图 6 表明,在各工况下(SH-0.1 除外),车站侧墙动土压力在底板和顶板处最大,中楼板处稍小,但大于楼板之间的动土压力。文献[1]基于数值计算得出过类似的车站结构动土压力分布预测。本次振动台试验证实了上述数值预测:车站侧墙动土压力沿高度非线性分布,与传统地震动土压力计算

方法中假定的线性分布模式有较大差异,这主要与车站竖向水平刚度分布有关。

3.2 车站结构运动模式对侧墙动土压力的影响

研究表明,地震动土压力与墙后土体加速度有关。图 7 比较了试验动土压力和峰值加速度:地震动土压力随加速度的增加而增大,但并非呈单一的线性关系。这与车站结构的运动模式还有一定关系。本次试验还通过高频倾角仪记录了车站结构的转动,图 7 将其中转动角幅值超过 0.02° 的数据点与其他做了区分标记。总体而言,地铁车站结构较大的转动量将导致动土压力和加速度峰值的比值增加。

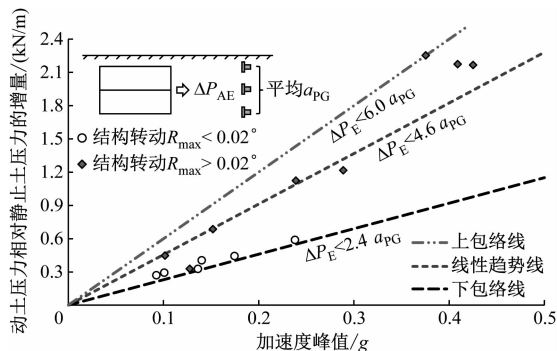


图 7 车站结构侧墙动土压力与加速度峰值的相关关系

Fig. 7 Correlation between side wall dynamic soil pressure and acceleration peak value of station structure

3.3 试验结果与 M-O 地震动土压力对比分析

M-O 方法是基于静态库伦土压力理论的直接推广,地震力以拟静力的形式施于库伦土楔体。M-O 法地震主动土压力(见图 8 a)):

$$P_{AE} = \frac{1}{2} K_{AE} \gamma_0 H^2 (1 - k_v) \quad (3)$$

$$K_{AE} = \cos^2(\phi - \Psi) / \left\{ \cos \Psi \cos(\delta + \Psi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \Psi)}{\cos(\delta + \Psi)}} \right]^2 \right\} \quad (4)$$

式中:

γ_0 ——重度;

H ——结构高度;

K_{AE} ——地震主动土压力系数。

Ψ ——竖向地震影响因子, $\Psi = \arctan(k_h / (1 - k_v))$;

k_h, k_v ——分别为水平和竖向加速度系数;

ϕ ——土内摩擦角;

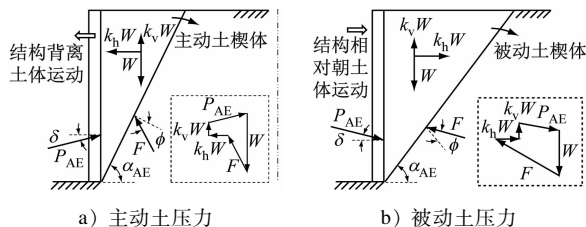
δ ——结构-土摩擦角。

M-O 地震被动土压力(见图 8 b)):

$$P_{PE} = \frac{1}{2} K_{PE} \gamma H^2 (1 - k_v) \quad (5)$$

其中, K_{PE} 为地震被动土压力系数, 表示为:

$$K_{PE} = \cos^2(\phi - \Psi) / \left\{ \cos \Psi \cos(\delta + \Psi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \Psi)}{\cos(\delta + \Psi)}} \right]^2 \right\} \quad (6)$$



注: α_{AE} 为破坏面倾角; F 为作用于土楔的地层支撑力; W 为土楔自重。

图 9 挡土结构动土压力 M-O 计算简图

Fig. 9 M-O calculation diagram of retaining structure dynamic soil pressure

可发现, M-O 主动和被动地震土压力公式表达的唯一区别在于 K_{AE} 和 K_{PE} 。为便于比较, 将振动台试验土压力系数 K_T 和 M-O 主动、被动土压力系数比较如图 9 所示。结果表明, M-O 主动和被动土压力并不能准确预测实际侧墙动土压力, 但可以用于评估实际动土压力的下限和上限值。地铁车站侧墙动土压力与土-结构运动相互作用有关。在本次试验中发现, 随着水平地震动强度的增加 (k_h 增加), 结构和近场土体的加速度间的差异增大^[6]。在 k_h 较大情况下, 结构侧墙土体趋于 M-O 被动土压力, 即此时可存在结构相对朝土体运动的被动土压情况。此外, 也要考虑前文所述结构转动一定程度上也会促使动土压力趋于靠近被动动土压力。

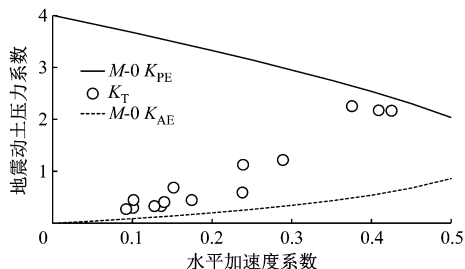


图 9 试验土压力系数与 M-O 主动、被动土压力系数对比

Fig. 9 Comparison between test soil pressure coefficient and M-O active, passive soil dynamic pressure coefficient

4 结语

本文通过大尺度土-结构振动台试验, 研究了地铁车站在不同地震下侧墙处的动土压力的分布模式, 对比了峰值动土压力与地震峰值加速度的相互关系, 探讨了 M-O 动土压力理论评估地下车站结构侧墙动土压力有效性。主要得出以下结论:

1) 强震作用下, 地铁车站侧墙处存在残余土压力累计, 认为是土体进入塑性所致。

2) 地铁车站侧墙峰值动土压力分布以顶板和底板处相对较大, 中板次之, 楼板之间则最小。试验结果验证了已有文献中通过数值预测的动土压力非线性分布模式。

3) 车站侧墙动土压力与土体峰值加速度存在正相关关系, 车站结构较大的转动量使动土压力和峰值加速度的比值趋于增大。

4) 对比振动台试验和理论计算结果, 认为 M-O 法无法准确预测地铁车站侧墙地震动土压力, 但可用于评估实际动土压力的上、下限值。

参考文献

- [1] PITILAKIS K, TSINIDIS G. Performance and seismic design of underground structures [C] // MAUGERI M, SOCCODATO C. Earthquake Geotechnical Engineering Design, GEEE. Berlin: Springer, 2014: 279.
- [2] OKABE S. General theory of earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam [J]. Journal of Japan Society of Civil Engineers, 1924, 10(6): 1277.
- [3] LANZANO G, BILOTTA E, RUSSO G, et al. Experimental and numerical study on circular tunnels under seismic loading [J]. European Journal of Environmental and Civil Engineering, 2014: 539.
- [4] GAZETAS G, GEROLYMOS N, ANASTASOPOULOS I. Response of three Athens metro underground structures in the 1999 Parnitha earthquake [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2005, 25: 617.
- [5] WU W, GE S, YUAN Y, et al. Seismic response of subway station in soft soil: shaking table testing versus numerical analysis [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2020, 100: 103389.
- [6] WU W, GE S, YUAN Y, et al. Seismic response of a cross interchange metro station in soft soil: physical and numerical modeling [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2021, 50: 2294.

(收稿日期: 2021-11-27)