

DOI: 10.11779/CJGE201712017

回填 EPS 混合土的防滑悬臂式挡墙地震稳定性分析

高洪梅^{1, 2}, 卜春尧¹, 王志华^{1, 2}, 周 薇¹, 陈国兴^{1, 2}

(1. 南京工业大学城市地下空间研究中心, 江苏 南京 210009; 2. 南京工业大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210009)

摘 要: 以一种带防滑齿的“T”型悬臂式挡土墙为对象, 采用振动台模型试验揭示了分别回填 EPS 混合土和天然南京细砂时的挡墙地震稳定性特征。分析并比较了墙-土体系的地震反应以及墙背动土压力分布, 重点讨论了试验的防滑悬臂式挡墙位移模式以及回填土性质对墙背动土推力的影响。试验结果表明, 回填 EPS 混合土时, 填土地表加速度反应相对更小。回填土的动土推力对墙体转动位移的贡献随激励峰值的增大而增大; 墙-土惯性相互作用效应与回填土的动力变形模式密切相关。两种回填料下的墙背动土压力分布形态具有显著差异: 砂土-挡墙体系的动土推力与地表峰值加速度间趋向非线性关系, 作用点接近 2/3 墙高。回填 EPS 混合土时两者更接近线性关系, 且动土推力作用点接近 1/3 墙高。两种体系的动土推力作用点随地表峰值加速度增大均略有下移。基于试验结果与几种经典的解析方法预测结果比较, 给出了 EPS 混合土柔性挡墙抗震分析的几点建议。

关键词: 悬臂式挡土墙; EPS 混合土; 地震稳定性; 动土压力; 振动台试验

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2017)12-2278-09

作者简介: 高洪梅(1982-), 女, 山东乳山人, 博士, 副教授, 主要从事土动力学与地基处理方面的研究和教学工作。

E-mail: hongmei54@163.com。

Seismic stability of anti-sliding cantilever retaining wall with EPS composite soil

GAO Hong-mei^{1, 2}, BU Chun-yao¹, WANG Zhi-hua^{1, 2}, ZHOU Wei¹, CHEN Guo-xing^{1, 2}

(1. Research Centre of Urban Underground Space, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China)

Abstract: Shaking table tests are conducted on the inverted T-shape cantilever retaining walls with an anti-sliding tooth to comparatively study the seismic stability characteristics using EPS composite soil and Nanjing fine sand as backfills, respectively. The seismic responses of wall-soil system and dynamic earth pressure distribution behind the wall are comparatively analyzed. The influences of displacement modes of retaining wall and the properties of backfill on dynamic earth thrust are emphasized. The experimental results indicate that when using EPS composite soil as backfill, the acceleration response on the backfill surface is relatively small. The contribution of dynamic earth thrust to the wall rotation increases with the increasing input peak excitation. The inertial interaction between wall and soil is closely related to the dynamic deformation mode of backfill. The distribution of dynamic earth thrust behind the wall when using sand as backfill is obviously different from that using EPS composite soil. The relationship between the dynamic earth thrust and the peak ground acceleration for sand-wall system is nonlinear, and the acting position of earth thrust is approximately 2/3 wall height. A linear relationship exists for EPS composite soil-wall system, and the acting position is close to 1/3 wall height. The acting position of earth thrust slightly moves down as the peak ground acceleration increases for the two test systems. Based on the comparison between test results and several classical analytic solutions, some suggestions are proposed regarding the seismic analysis of flexible retaining wall when using EPS composite soil as backfill.

Key words: cantilever retaining wall; EPS composite soil; seismic stability; dynamic earth pressure; shaking table test

0 引 言

EPS 混合土是一种由天然土、EPS 颗粒、水和水泥或粉煤灰等胶结材料人工混合而成的土工材料。它具有轻质性、和易性、强度可调可控以及环境友好等力学和工程特性。近 20 年来, EPS 混合土在道路工程、

桥梁工程和地下工程等领域得到广泛的应用^[1-2]。用作桥台或挡墙背后的人工回填材料, EPS 混合土具有以

基金项目: 国家自然科学基金项目(51578286)

收稿日期: 2016-09-02

*通讯作者(E-mail: wzhnjtu@163.com)

下几个方面的优势: ①EPS 混合土的轻质性可减小墙背土压力; ②EPS 混合土的轻质性可减小天然地基沉降; ③EPS 混合土的高强性同样可增强挡墙的稳定。正因为此, 一些研究者在 EPS 混合土的力学性质, 特别是面向工程应用的配合比设计等方面开展了大量实验和理论分析工作^[3-5]。但是, EPS 混合土与墙体构成的支挡体系的抗震性能仍缺少关注。

挡土结构地震稳定性的核心问题是墙-土间的运动和惯性相互作用。其中, 挡土墙的位移模式是影响墙-土惯性相互作用的重要因素。挡墙位移模式包括平动滑移、转动或墙体自身有限刚度下的弯曲变形以及它们的组合形式。现有研究表明, 地震激励下的墙体平动、转动或变形都能在很大程度上减弱作用于墙背上的动土压力效应^[6-7]。在相对较小的激励峰值下, 作用于墙背上的动土推力甚至可以忽略^[8]。相反地, 刚性挡土墙(基底平动和转动限制、墙体刚性)上作用的动土推力可能数倍大于柔性挡墙^[9]。此外, 回填土的变形模式也是影响墙-土惯性相互作用的重要因素。根据库伦极限平衡理论, 土体需要产生足够的位移方能达到主动状态。因而, 现有研究讨论较多的土体黏聚力对挡墙动土压力的影响^[10-11]、不同激励峰值下墙背动土压力差异^[8,12]等问题实质都可理解为土体变形引起墙-土惯性相互作用效应差异的具体表现。

地震波自基底向上在回填土中传播导致的墙-土运动相互作用显然与挡土结构的地震稳定性也是密切相关的。在以 Mononobe-Okabe 为代表的拟静力法中, 墙后填土假设为刚塑性体^[13-14], 墙背动土压力由土体惯性力引起, 而决定惯性力大小的填土地震加速度不能考虑随土体深度的变化。事实上, 这类以库伦极限平衡理论构建的挡土结构动土压力评价方法并未真正考虑墙-土间的运动相互作用。这也导致应用 Mononobe-Okabe 法时需要以其它合适的方法估计回填土体的加速度反应峰值。以 Wood 解为代表的弹性分析方法常被用于刚性墙动土推力的分析^[15], 此时地震波在回填土中的传播和放大效应以一种简单而有效的方式考虑。此外, 不少研究者将回填土作为黏弹性或黏弹塑性体以进一步细致考虑运动相互作用对墙-土地震稳定性的影响^[16-17]。

区别于天然的非黏性土和黏性土, EPS 混合土养护成型后具有水泥胶结的块状结构。显然, 作为墙后回填料, EPS 混合土与墙体的运动和惯性相互作用将与天然土-墙体的表现存在不同。现有的基于天然土得到的墙背动土压力估计方法是否适用 EPS 混合土是需要讨论的。为此, 本文以带防滑齿的“T”型悬臂式挡墙为对象, 完成了 EPS 混合土-挡墙振动台模型试验, 并与天然南京细砂-挡墙体系进行对比分析, 揭示

EPS 混合土-非滑移柔性挡墙地震稳定性特征, 以期为相关工程的抗震设计提供参考和借鉴。

1 振动台试验设计

试验在自行研制的叠层剪切型土箱中完成。土箱净尺寸为 3.5 m(长)×2.2 m(宽)×1.7 m(高)^[18]。试验挡土墙按几何相似比 1:4 设计。

1.1 试验模型

本文的重点在于 EPS 混合土-墙体系地震稳定性。为了能与天然回填土进行对比, 并确保两个墙-土体系经历相同的地震激励, 本文设计了墙后回填料分别为 EPS 混合土和南京细砂的平行模型, 如图 1 所示。两片挡土墙采用完全相同的材料和几何尺寸, 并排布置。墙间及墙与土箱壁之间以柔软土工泡沫板填充。

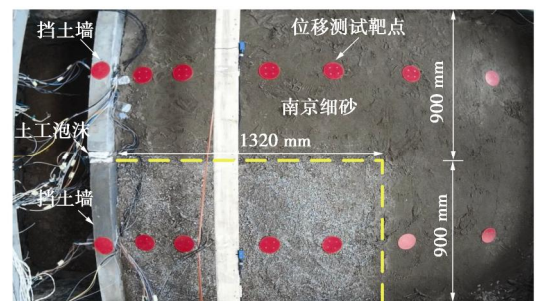


图 1 EPS 混合土-墙和南京细砂-墙体系模型

Fig. 1 EPS composite soil-wall and Nanjing fine sand-wall models

试验的挡土墙-填土体系剖面如图 2 所示。挡土墙的地基由厚度为 0.3 m 的硬塑黏土构成, 墙前采用相同的硬塑黏土回填, 厚度为 0.37 m。对挡墙-南京细砂体系(Wall-Nanjing fine sand system, WSS), 回填南京细砂厚度为 1.12 m, 共分 5 层填筑。对挡土墙-EPS 混合土体系(Wall-EPS composite soil system, WES), 墙后阶梯回填 EPS 混合土, 同样分 5 层填筑, 回填土的总厚度同样为 1.12 m。EPS 混合土的回填区域在填土表面的平面尺寸为 1.32 m×0.9 m, 如图 1 所示。

EPS 混合土根据设计配比将原料土、水泥和水搅拌成流态状后, 掺入 EPS 颗粒, 再次搅拌以获得 EPS 颗粒相对均匀分布的混合浆液, 将其倒入阶梯预制模板和墙背构成的填筑空间, 养护 7 d 后进行试验。

1.2 挡土墙模型

模型挡土墙参照某实际填方路基挡墙工程中的“T”型悬臂式结构, 根据原型尺寸按照 1:4 的缩尺比例制作。墙底防滑齿宽度 12 cm、高度 10 cm。挡墙结构模型尺寸见图 2(a)。挡土墙结构采用微粒混凝土材料。微粒混凝土所用的材料及配合比为: 水: 水泥: 石灰膏: 砂=0.5: 1: 0.6: 5.56。原型挡墙中的钢筋以镀锌钢丝代替。镀锌钢丝的布置满足受压构件最

小配筋率要求,在挡墙悬臂段中部以下墙背受拉侧予以加强。

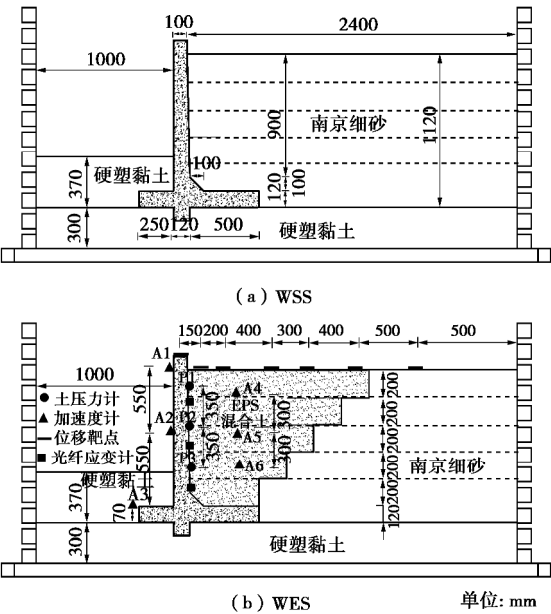


图 2 WSS 和 WES 模型剖面图

Fig. 2 Profile of WSS and WES models

1.3 回填土和地基土

试验回填的南京细砂的主要物理力学性质指标及其颗粒级配见文献[19]。南京细砂回填后,在距离挡墙约 1.9 m 的填土表面下 30, 60, 90 cm 分别取样,并测出填土试样的密度和含水率,如表 1 所示。据此,利用南京细砂最大和最小孔隙比以及比重估算得到回填南京细砂的平均相对密度为 64.7%。对获取的环刀样进行直剪试验,得到回填南京细砂的抗剪强度指标列于表 1。

表 1 回填南京细砂的物理力学性质指标

Table 1 Physical and mechanical properties of sand backfill				
试样 编号	密度 /(g·cm ⁻³)	含水率 /%	<i>c</i> /kPa	<i>φ</i> /(°)
试样 1	1.85	25.2	0	30.4
试样 2	1.90	27.4	0	34.7
试样 3	1.98	29.4	0	34.9

回填的 EPS 混合土由天然粉质黏土、EPS 泡沫颗粒、水泥以及水按照质量比 1 : 0.025 : 0.08 : 0.5 的配比混合而成。EPS 为预发泡聚苯乙烯球形颗粒,粒径范围为 2~3 mm,堆积密度为 0.01593 g/cm³,纯颗粒密度为 0.0253 g/cm³;水泥为普通硅酸盐水泥。试验前,制备 9 个标准试块和 9 个环刀试样并分别进行无侧限抗压强度试验和直剪试验,其平均密度为 8.7 g/cm³,无侧限抗压强度平均值为 72.3 kPa,平均黏聚力为 19.5 kPa、内摩擦角平均值为 22.5°。

两个挡墙-填土体系的地基及墙前回填土均为天然硬塑、高塑限黏土,其主要物理力学指标见表 2。

表 2 地基土主要物理力学性质指标

Table 2 Physical and mechanical properties of foundation soil						
含水率 /%	密度 /(g·cm ⁻³)	塑限 /%	塑性 指数	液性指 数	<i>c</i> /kPa	<i>φ</i> /(°)
20.7	1.88	18.7	18.9	0.11	49.1	15.7

1.4 传感器布置

试验在两个模型体系中所布置的传感器数量、类型和位置都是相同的。以图 2 (b) 的 WES 为例,挡土墙上布置 3 个加速度传感器、3 个土压力传感器;距挡墙约 0.5 m 处沿回填土深度布置 3 个加速度计。在挡墙的顶部及回填土表面布置了 7 个水平位移测试靶点(见图 1 中的红色标靶)。这些靶点的圆心通过一个高清摄像机实时追踪,并利用非接触式位移测试技术获得墙顶及回填土表面水平绝对位移^[19]。

1.5 加载工况

试验采用实测 Taft 地震波和 El-centro 波作为输入,如图 3 所示。从傅里叶谱看,Taft 地震波的频率范围相对较宽,主要能量分布于 2.3~8.5 Hz 之间。El-centro 波的频谱呈多峰型,1.5, 3.9 以及 6 Hz 等频率能量相对集中。输入的地震波按照时间相似比尺 1 : 2 压缩,并考虑激励强度影响。加载工况见表 3。

表 3 试验加载工况

Table 3 Loading conditions of tests			
试验编号	输入波	基底输入峰值加 速度/g	持时/s
EL-1	El-centro	0.103	20
TA-1	Taft	0.109	15
EL-2	El-centro	0.237	20
TA-2	Taft	0.306	15
EL-3	El-centro	0.379	20
TA-3	Taft	0.440	15
TA-4	Taft	0.662	15

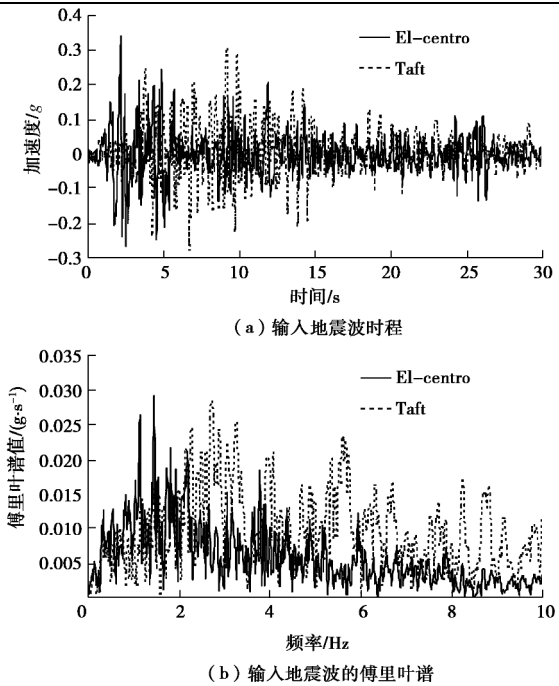


图 3 试验输入地震波

Fig. 3 Input seismic waves in shaking table tests

2 墙-土体系的地震反应特征

2.1 墙-土体系的加速度

地震激励下, 墙-土体系的加速度反应与墙-土间的惯性相互作用密切相关, 决定了挡墙惯性力的大小。挡土墙和墙后填土的加速度反应峰值放大系数与基底输入加速度峰值的关系如图 4 所示。图中, 墙体平均值指墙上 3 个加速度传感器获得的加速度反应峰值的平均值与基底输入加速度峰值的比值; 而土体 PGA 指的是回填土地表加速度反应峰值 (peak ground acceleration, PGA) 与基底输入加速度峰值间的比值。

从图 4 可以看出, 无论是 WSS 还是 WES, 回填土 PGA 放大系数随着输入加速度峰值的增大而减小。这体现了回填土动力非线性特点。所有的工况中, 天然砂土的 PGA 较 EPS 混合土的 PGA 大 7%~13%, 这也说明两种回填材料所导致的运动相互作用存在差异。考虑到砂土重度约为 EPS 混合土的 2.2 倍, 可以想见 WSS 相对 WES 的惯性力效应将更为显著。

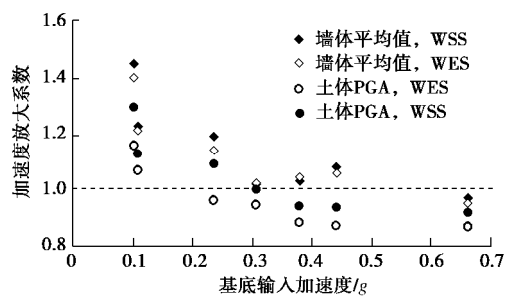


图 4 挡土墙和回填土的加速度放大系数

Fig. 4 Accelerations of amplification factors of retaining wall and backfill

从图 4 中的挡墙加速度反应来看, WSS 和 WES 的墙体平均加速度反应峰值相差并不大, 尤其是在输入加速度峰值较大时。以 TA-4 工况为例, WSS 墙身加速度反应峰值平均值为 0.639g, 而 WES 的平均值为 0.632g, 两者差值约为 1%。墙体的瞬时转动位移主要由其自身惯性力和墙后的瞬时土推力导致。由此可以推测, WSS 和 WES 的瞬时转动位移差异应主要源于墙后土体施加的瞬时推力差异。

2.2 挡墙顶部峰值水平位移

这里仅讨论墙-土体系背离填土方向, 也即主动状态方向的位移反应。所谓的峰值位移是指通过图 1 中的标靶得到的墙-土体系绝对水平位移峰值减去实际输入的基底水平位移峰值。输入的基底水平位移峰值由基底输入加速度时程积分获得。

表 4 列出了各工况下墙顶瞬时水平位移峰值。所有的试验结果显示, WES 的墙顶峰值位移都小于 WSS

墙顶峰值位移, 这意味着平行的两片挡墙出现了错动。这与试验后观察到的现象是一致的。而且, 表 4 说明错动量随输入基底加速度峰值的增大而增大。

表 4 各工况下的墙顶峰值水平位移

Table 4 Peak horizontal displacements of wall top under different loading conditions							(mm)
试验	加载工况						
体系	EL-1	TA-1	EL-2	TA-2	EL-3	TA-3	TA-4
WSS	0.49	1.19	1.95	4.47	6.16	11.77	25.05
WES	0.31	0.89	1.37	3.08	5.15	9.29	16.48
墙间错动	0.18	0.30	0.58	1.39	1.01	2.18	4.67

挡土墙的墙顶水平位移可能由三部分构成: 平动滑移、转动和墙体弯曲变形。根据挡墙悬臂端测得的应变反应来看 (WES 最大值为 23.7 $\mu\epsilon$, WSS 最大值为 36.7 $\mu\epsilon$), 试验挡墙的变形极小。此外, 其平动滑移也因防滑齿而被限制。故本文试验的挡墙墙顶水平位移以转动位移为主。结合前述对墙-土体系加速度反应的分析结果, 可以认为表 4 的瞬时错动量随激励峰值增大而增大的原因在于墙后填土瞬时推力的作用更加显著, 这一点在后续的动土推力分析中将得到证实。

墙顶的水平位移与回填土厚度比值通常用于估计墙后填土是否达到主动或被动极限状态^[11,21]。这里, 依据拟静力原理, 以激励峰值时刻的墙顶瞬时位移作为评价指标, 得到各工况下墙顶峰值位移与回填土厚度比值如图 5 所示。

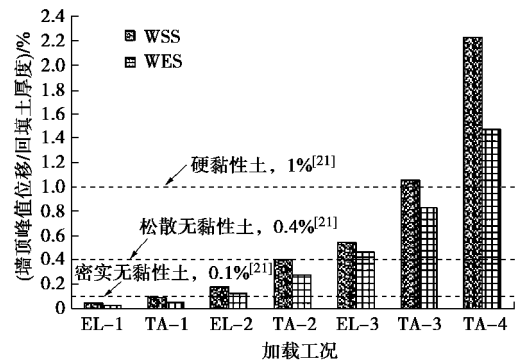


图 5 墙顶峰值位移与回填土厚度的比值

Fig. 5 Ratios of peak displacement of wall top to height of backfill

图中 3 条直线为加拿大基础工程设计手册给出的不同性质回填土体达到主动状态所需要的墙顶位移与回填土厚度比值的下限值^[21]。考虑本文试验的回填砂土处于中密—密实状态, 且对 EPS 混合土套用硬黏性土限值, 则根据图 5, WSS 在经历 EL-2 激励时已进入主动状态, 此时对应的基底输入加速度峰值为 0.237g。对于 WES, 除了 TA-4 激励, 其他工况下的墙顶峰值位移与回填土厚度比值均小于 1%。应该指出, 上述仅为经验参考, 对回填砂土似乎过于保守。

回填土是否进入主动状态仍需补充其它证据以资判断。但不可否认, EPS 混合土相对天然砂土更为稳定。

2.3 回填土的地表残余水平位移

回填土地表残余水平位移是指在地震激励结束后一段时间内(约 10 s), 回填土地表标靶测得的迎向挡墙的水平位移平均值。图 6 给出了部分工况下墙后回填土表面 6 个靶点处实测的残余水平位移。

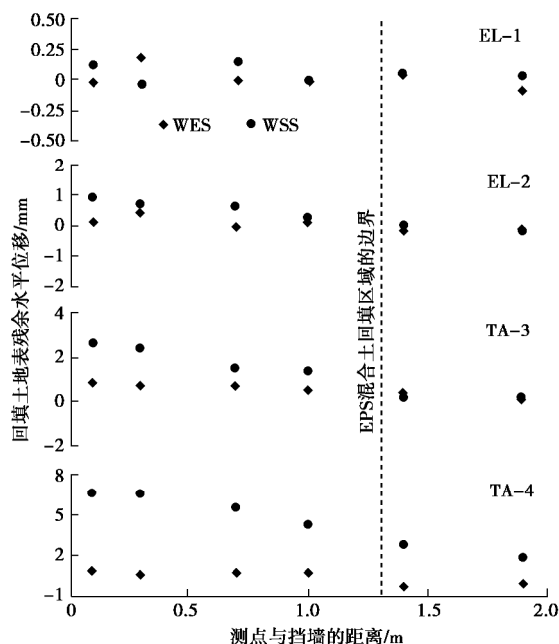


图 6 回填土地表残余水平位移

Fig. 6 Residual horizontal displacements on backfill surface

通过图 6 可以观察到以下现象: ①基底输入加速度峰值越大, 地表残余变形越大; ②对 WSS, 激励峰值较小时, 回填砂土不同位置处的地表残余水平位移差异不大; 激励峰值相对较大时, 地表残余水平位移随着离挡墙的距离增大而减小; ③对 WES, 在所有的工况中, EPS 混合土回填区域内的地表残余水平位移值基本相当。在填土区域以外, 残余水平位移随与挡墙距离的增大略有减小。激励峰值较大时, 甚至出现负值, 如图 6 中的 TA-4 工况。这与该工况结束后在 EPS 混合土与砂土边界观察到平行边界走向的细微裂缝(宽度小于 1 mm)形成较好的对应。

综合以上现象可以看出, 地表残余水平位移反映了填土在地震激励下的变形形态, 同为回填料的天然砂土与 EPS 混合土的变形模式存在显著差异。回填砂土在激励峰值相对较小时基本保持整体剪切变形形态, 此时地表不同位置处的残余水平位移接近。当激励峰值较大时, 随着与挡墙距离的增大, 砂土地表残余水平位移逐渐减小的形态预示着楔体滑移变形的出现。反观 EPS 混合土, 在试验的激励强度范围内, 其

始终保持整体剪切的变形模式。

3 动土压力反应

这里所述动土压力是指由于地震激励产生的作用于墙背的土压力增量, 不包括激励前的初始土压力。挡土墙背受到的来自于填土的动土压力实质是墙-土相互作用的结果。显然, 这种相互作用与墙体和填土在地震激励下的位移或变形均有密切关系。本文试验挡土墙都是以转动位移为主的柔性挡墙, 具有相同的位移模式。但是, 墙后填土性质差异较大, 且表现出了不同的变形模式。可以确定的是, 两种回填料的变形模式差异必将产生不同的墙-土惯性相互作用效果, 并导致墙背动土压力的差异。

3.1 柔性挡墙转动位移下的动土压力分布特征

受篇幅所限, 给出几个工况下不同激励时刻墙背 3 个土压力测点得到的瞬时动土压力沿墙高的分布, 如图 7 所示。图中与 EL-1/7.1s 类似的符号指 EL-1 激励下在 7.1 s 时的墙背瞬时动土压力。

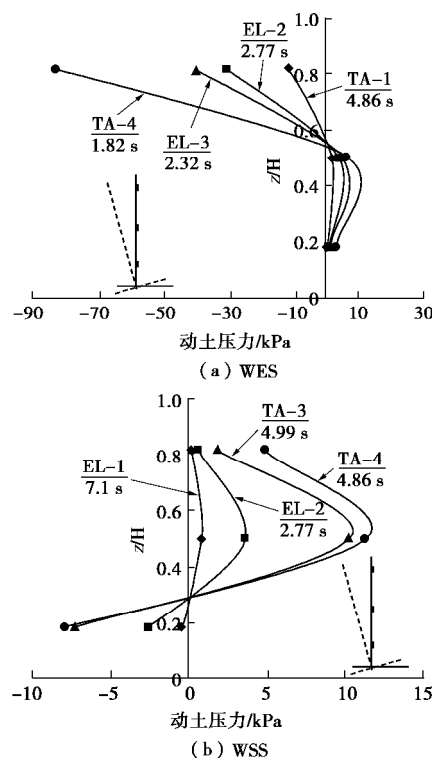


图 7 WES 和 WSS 挡墙瞬时动土压力分布

Fig. 7 Instant distribution of dynamic earth pressure behind wall in WES and WSS

由图可见, 对 WES (图 7 (a)), 墙顶位置处 (P1) 的动土压力为负值, 而在墙体中下部 (P2 和 P3) 动土压力为正值。反观 WSS (图 7 (b)), P1 和 P2 测点位置的动土压力均为正值, 而 P3 测点为负值。从墙-土相互作用角度考虑, 当挡土墙背向土体发生转动时,

动土压力为负值表示瞬时墙的位移大于土体的位移; 而正的动土压力则说明土体对墙施加了推力作用。这即是所谓的墙背动土压力“相位反转”现象, 也是柔性挡墙转动位移下动土压力分布的典型形态。以往的一些振动台模型试验和数值模拟分析都曾提及柔性挡墙类似现象并作了大量的讨论^[22-23]。其主要原因可以归结为柔性挡土墙转动下, 墙后填土因其自身的强度和刚度未能“顺应”挡土墙的转动位移。而且, 当挡土墙的转动柔度越大、墙后填土的刚度越大, “相位反转”现象将更为突出。就本文试验而言, 平行的两片挡墙转动柔度可认为一致, 而 WES 和 WSS “相位反转”的差异即是因墙后砂土和 EPS 混合土变形模式差异所造成。这一结论也可从上述对两种回填土的残余水平位移形态分析中得到印证。

3.2 动土推力作用

所谓的动土推力指峰值激励时刻, 墙后填土作用于挡墙的瞬时推力。也即在峰值激励时刻, 图 7 中形成对墙推动作用的动土压力的合力。由于本文试验中的墙背土压力测点数量有限, 仅通过实测数据难以精确估计墙后动土推力。这里, 从定性的角度比较和讨论 WES 和 WSS 动土推力差异, 并假定 WES 和 WSS 的动土压力在各测点间线性分布。则依据图 7 中动土压力的分布形态, 提出图 8 所示动土推力的简化计算图式。图 8 中的阴影部分面积即为形成对墙推动作用的动土推力, H 为回填土的厚度, ΔP_{ac} 为动土推力, $S_{p2,max}$ 为墙背 P_2 测点测得的动土压力, a_e , a_s 分别为 WES 和 WSS 中动土压力零点位置参数, b_e , b_s 分别为 WES 和 WSS 中动土压力最大值与 P_2 测点的距离。对 WSS, 首先根据 P_2 和 P_3 实测值, 推求 a_s ; 利用 P_1 和 P_3 的实测值, 推求 b_s 。所有试验工况的计算结果表

明, b_s 分布在区间 $[-0.055H, -0.009H]$ 范围内。近似取 $b_s = 0$, 则动土压力最大值即为 P_2 的实测值。对于 WES, 首先根据 P_1 和 P_2 测点值求出 a_e , 继而利用 P_1 和 P_3 的实测值, 推求 b_e 。所有工况得到的 b_e 分布区间为 $[-0.019H, 0.002H]$, 同样近似取 $b_e = 0$ 。依据墙背土压力测点的位置, 则可得到 WES 和 WSS 动土推力的估算公式如式 (1) 所示。表 5 给出了依据图 8 和实测数据得到的 WES 和 WSS 在各工况下的动土推力计算结果。

对 WES: $\Delta P_{ac} = 0.5 \times (0.55H + a_s) \times S_{p2,max}$, (1a)

对 WSS: $\Delta P_{ac} = 0.5 \times (0.8H - a_e) \times S_{p2,max}$ 。(1b)

表 5 中的计算结果表明, 所有工况得到的 WES 动土推力均小于 WSS 的动土推力。简单地从回填土的重度及 PGA 反应看, EPS 混合土较回填砂土的惯性力小, 上述结果容易理解。此外, 当输入基底加速度峰值较小时, WSS 与 WES 墙上的动土推力都处于一个较低的水平。随着基底输入加速度峰值的增大, WSS 和 WES 的动土推力逐渐增大, 且两者的差距也不断扩大。对 WSS, 在 TA-2 激励时, 其动土推力大幅增长 (约为 EL-1 的 3.5 倍、TA-1 激励的 2.2 倍、EL-2 激励的 1.6 倍)。结合图 5 中的砂土瞬时主动状态的经验估计以及图 6 中回填土地表残余水平位移形态综合考虑, 判断回填砂土在 EL-2 激励下出现楔体滑移趋势, 而在 TA-2 激励下达到主动状态。反观 WES, 其动土推力随基底输入加速度峰值的增大呈稳定增长的态势。结合图 5 中的 EPS 混合土瞬时主动状态的经验估计以及图 6 中的地表残余水平位移形态综合分析, 判断 WES 即使在 TA-4 激励下也未出现主动极限状态。

表 5 墙背动土推力计算结果

Table 5 Calculated results of dynamic earth thrust behind wall								
试验体系	实测值/计算值	EL-1	TA-1	EL-2	TA-2	EL-3	TA-3	TA-4
WSS	P_1/kPa	0.352	0.394	0.579	1.103	1.318	1.919	4.930
	P_2/kPa	1.758	2.673	3.706	5.938	6.341	10.247	11.284
	P_3/kPa	-1.588	-2.147	-2.888	-4.454	-4.904	-7.291	-7.833
	a_s	0.166	0.156	0.153	0.150	0.153	0.146	0.143
	b_s	-0.0133	-0.051	-0.041	-0.024	-0.009	-0.023	-0.055
	$\Delta P_{ac}/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-1})$	0.557	0.861	1.198	1.930	2.052	3.353	3.704
WES	P_1/kPa	-15.67	-11.260	-30.37	-38.31	-40.88	-65.24	-92.76
	P_2/kPa	2.415	1.562	3.421	5.199	4.794	6.248	8.496
	P_3/kPa	0.506	0.375	0.962	1.88	1.527	2.28	3.14
	a_e	0.047	0.043	0.035	0.042	0.037	0.029	0.021
	b_e	-0.019	-0.014	-0.008	-0.0	-0.004	0.002	0.009
	$\Delta P_{ac}/(\text{kN}\cdot\text{m}^{-1})$	0.463	0.721	1.001	1.538	1.406	1.808	2.427

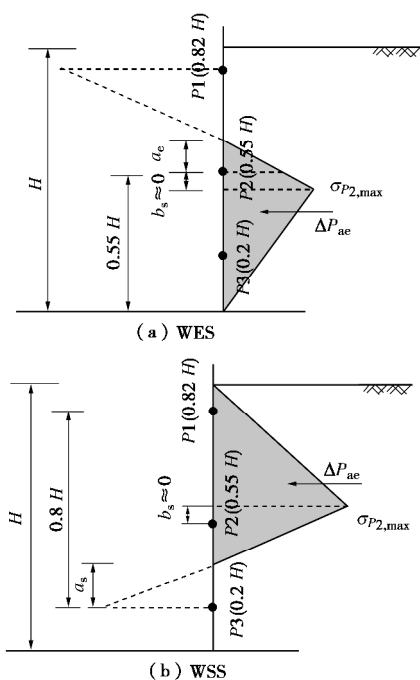


图 8 动土推力计算简图

Fig. 8 Calculation of dynamic earth thrust

根据以上分析，笔者认为在考虑一定安全富余的情况下，图 5 中对于回填中密-密实砂土的瞬时主动状态的经验估计是可以接受的。而对于 EPS 混合土，其块体胶结结构及变形模式与天然土存在显著差别，不宜套用图 5 中硬黏性土的主动状态经验估计。

除了动土推力的大小，动土推力的作用点则是影响挡墙转动动力矩的另一个重要因素。根据表 5 中的 a_s 和 a_e 计算结果可知， a_s 和 a_e 均随输入加速度峰值增大逐渐减小。这也意味着动土推力的作用点将随着输入加速度峰值的增大朝向墙底下移。根据图 8 的计算图式以及表 5 中的动土推力计算值，可以很方便得到动土推力的作用点，如图 9 所示。由图可见，作用点位置随输入加速度峰值增大逐渐下移的现象是存在的，但并不明显。WES 的动土推力作用点平均值为 $0.379H$ ，与 M-O 法的 $H/3$ 接近^[13-14]；而 WSS 的值为 $0.634H$ ，接近 Seed-Whitman 法的 $0.6H$ ^[24]。

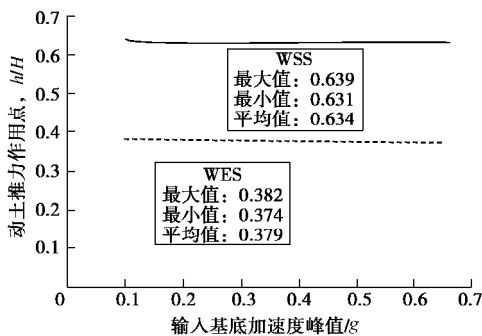


图 9 动土推力作用点位置

Fig. 9 Acting positions of dynamic earth thrust

作用点位置越靠近墙顶，土推力产生的转动动力矩越大，对挡墙结构的地震稳定越不利。从这个角度看，WES 的抗震性能也优于 WSS。

3.3 EPS 混合土柔性挡墙动土推力的经验估计

在挡土墙抗震分析和设计中，基于库伦理论的 M-O 法、Seed-Whitman 法以及基于弹性分析的 Wood 解等都是工程实践中常用的动土推力估计方法。笔者试图将上述几种经典的解析方法用于本文试验挡墙动土推力的预测，一方面用于检验解析方法的可靠性，另一方面也为 EPS 混合土柔性挡墙的动土推力估计提供建议和参考。

图 10 给出了由实测土压力按照图 8 计算得到的动土推力与实测地表峰值加速度的关系，同时与 M-O 法、Seed-Whitman 法以及 Wood 解进行比较。这里，考虑墙-土体系的运动相互作用，故采用地表峰值加速度。M-O 法为美国桥梁基础设计手册推荐的考虑回填土黏聚力的计算式 ($j = 40^\circ$)^[25]，Wood 解中参数 F_p 被设定为 1。

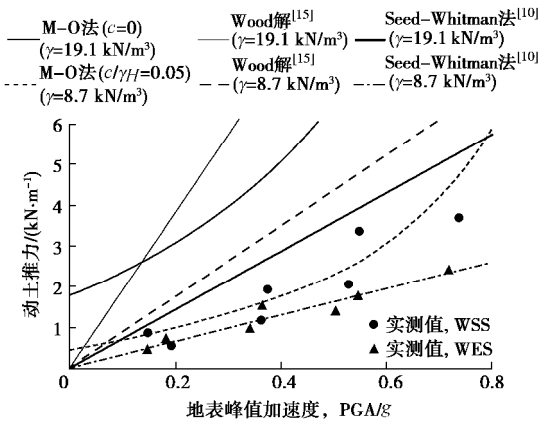


图 10 动土推力的试验结果与解析计算结果的比较

Fig. 10 Comparison of dynamic earth thrust between test results and analytic solutions

比较解析计算结果和实测结果，可以发现：

- (1) 相对于 WES，WSS 墙背动土推力与 PGA 间更符合 M-O 方法给出的非线性关系，但是其预测值明显高于实测值。WES 的动土推力与峰值加速度之间更接近线性关系，这导致 M-O 方法的预测结果随 PGA 的增大而呈现与实测结果更大的偏差；但是，当 PGA 较小时，预测结果仍可被接受。
- (2) Wood 解是基于弹性回填材料和刚性墙假设得到，而 WES 中 EPS 混合土在所有激励过程中更接近弹性反应，故相对 WSS，其 PGA 与动土推力更符合 Wood 解的线性关系。但是，无论是对 WSS 还是对 WES，Wood 解的预测结果都显著高估。主要原因在于本文试验的挡土墙为可转动柔性挡墙，不满足 Wood

解中刚性墙的假设。

(3) Seed-Whitman 法同样是基于库伦极限平衡理论, 其对 WSS 的预测结果较实测值略高, 但在工程应用上仍可以接受。特别地, Seed-Whitman 法用于 WES, 无论是在 PGA 与动土推力的线性关系还是在预测值的准确性方面都是最优的。其原因在于 WES 回填的 EPS 混合土接近弹性, 且柔性挡墙位移模式下的动土推力相对更接近库伦主动土压力的定义。

4 结 论

本文采用振动台试验研究了人工制备的 EPS 混合土作为填料时防滑悬臂式挡墙的抗震性能, 同时与回填天然南京细砂的墙-土体系进行了比较, 重点讨论了非滑移柔性挡墙的地震稳定性特征以及两种回填料下的墙背动土压力差异, 主要结论和建议如下:

(1) 试验的防滑悬臂式挡土墙属于非滑移柔性支挡结构, 其位移模式以转动位移为主。当输入加速度峰值较小时, 墙体转动主要来源于其自身惯性力作用; 填土推力对墙体转动的贡献随着激励峰值的增大而变得更加突出。

(2) 随着激励峰值的增大, 具有压密强度的回填砂土逐渐从整体剪切变形过渡到楔体的滑移变形形态, 而具有水泥胶结强度的 EPS 混合土在本文实施的激励强度下均表现为块体的整体剪切变形。回填土变形模式的差异对墙-土惯性相互作用效应产生了不可忽略的影响, 并导致了两种截然不同的墙背动土压力分布形态。这也是砂土-挡墙动土推力与激励加速度峰值趋向非线性关系而回填 EPS 混合土时接近线性关系的主要原因。

(3) EPS 混合土柔性挡墙的动土推力合力作用点接近 $H/3$, 且随输入加速度峰值的增大略有下移。Seed-Whitman 法适用于 EPS 混合土非滑移柔性挡墙的动土推力预测。工程实践中, 应用该方法时推荐采用地表峰值加速度。

(4) 相对于南京细砂-挡墙体系, EPS 混合土-挡墙体系的地震稳定性是优越的。但是, 应用 EPS 混合土时, 墙后并非半无限的均匀土体, EPS 混合土回填区域的边界应是设计中需要重点考虑的问题。

参考文献:

[1] MIAO L C, WANG F, HAN J, et al. Properties and applications of cement-treated sand-expanded polystyrene bead lightweight fill[J]. Journal of Materials in Civil Engineering, 2013, **25**(1): 86 - 93.

[2] 李明东, 朱 伟, 马殿光, 等. EPS 颗粒混合轻质土的施工技术及其应用实例[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(4): 533 -

536. (LI Ming-dong, ZHU Wei, MA Dian-guang, et al. Construction technology and application in-situ of expanded polystyrene treated lightweight soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(4): 533 - 536. (in Chinese))

[3] 刘汉龙, 董金梅, 周云东, 等. 聚苯乙烯轻质混合土应力-应变特性分析[J]. 岩土工程学报, 2004, **26**(5): 579 - 583. (LIU Han-long, DONG Jin-mei, ZHOU Yun-dong, et al. Study on the stress-strain characteristics of light heterogeneous soil mixed with expanded polystyrene[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2004, **26**(5): 579 - 583. (in Chinese))

[4] 王庶懋, 高玉峰. 砂土与 EPS 颗粒混合的轻质土的动剪切模量衰减特性分析[J]. 岩土力学, 2007, **28**(5): 1001 - 1005. (WANG Shu-mao, GAO Yu-feng. Study on degradation behavior of dynamic shear modulus for lightweight sand-EPS beads soil[J]. Rock and Soil Mechanics, 2007, **28**(5): 1001 - 1005. (in Chinese))

[5] GAO H M, CHEN Y M, LIU H L, et al. Creep behavior of EPS composite soil[J]. Science China (Technological Sciences), 2012, **155**(11): 3070 - 3080.

[6] ATIK A L, SITAR N. Seismic earth pressures on cantilever retaining structures[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, **136**(10): 1324 - 1333.

[7] GAZETAS G, PSARROPOULOS P, ANASTASOPOULOS I, et al. Seismic behaviour of flexible retaining systems subjected to short-duration moderately strong excitation[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2004, **24**(7): 537 - 550.

[8] JO S B, HA J G, YOO M, et al. Seismic behavior of an inverted T-shape flexible retaining wall via dynamic centrifuge tests[J]. Bulliten of Earthquake Engineering, 2014, **12**(2): 961 - 980

[9] WILSON P. Large scale passive force-displacement and dynamic earth pressure Experiments and Simulations[D]. San Diego: University of California, 2009.

[10] KOSEKI J, TOTSUOKA F, MUNAF Y, et al. A modified procedure to evaluate active earth pressure at high seismic loads[J]. Soils and Foundations, 1997: 209 - 216.

[11] MIKOLA R G, CANDIA G, SITAR N. Seismic earth pressures on retaining structures and basement walls in cohesionless soils[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2016, **142**(10): 1 - 9.

[12] WILSON P, ELGAMAL A. Shake table lateral earth pressure testing with dense c- backfill[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2015, **71**: 13 - 26.

[13] MONONOBE N, MATUO H. On determination of earth pressures during earthquakes[C]// Proceedings of the World

- Engineering Congress. Tokyo, 1929.
- [14] OKABE S. General theory on earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam[J]. Journal of Japanese Society of Civil Engineering, 1924, **10**(6): 1277 - 323.
- [15] WOOD J H. Earthquake-induced pressures on rigid wall structure[J]. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 1975, **8**(3): 175 - 186.
- [16] MADABHUSHI S P G, ZENG X. Simulating seismic response of cantilever retaining walls[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2007, **133**(5): 539 - 549.
- [17] KONTOS S, ZDRAVKOVIC L, MENKITI C O, et al. Seismic response and interaction of complex soil retaining systems[J]. Computers and Geotechnics, 2012, **39**: 17 - 26.
- [18] 陈国兴, 王志华, 左 熹, 等. 振动台试验叠层剪切型土箱的研制[J]. 岩土工程学报, 2010, **32**(1): 89 - 97. (CHEN Guo-xing, WANG Zhi-hua, ZUO Xi, et al. Development of laminar shear soil container for shaking table tests[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2010, **32**(1): 89 - 97. (in Chinese))
- [19] 王志华, 周恩全, 陈国兴, 等. 循环荷载下饱和砂土固-液相变特征[J]. 岩土工程学报, 2012, **34**(9): 1604 - 1610. (WANG Zhi-hua, ZHOU En-quan, CHEN Guo-xing, et al. Characteristics of solid-liquid phase change of saturated sands under cyclic loads[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, **34**(9): 1604 - 1610. (in Chinese))
- [20] CHEN G X, CHEN S, QI C Z, et al. Shaking table tests on a three-arch type subway station structure in a liquefiable soil[J]. Bulletin of Earthquake Engineering, 2015, **13**(6): 1675 - 1701.
- [21] Canadian Geotechnical Society. Canadian foundation engineering manual, Third Edition[S]. 1992.
- [22] RICHARDS R, HUANG C, FISHMAN K. Seismic earth pressure on retaining structures[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999, **125**(9): 771 - 778.
- [23] VELETSOS A S, YOUNAN A H. Dynamic response of cantilever retaining walls[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997, **123**(2): 161 - 172.
- [24] SEED H B, WHITMAN R V. Design of earth retaining structures for dynamic loads[C]// Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Lateral Stresses in the Ground and the Design of Earth Retaining Structures. New York, 1970.
- [25] National Cooperative Highway Research Program. Manuals for Design of Bridge Foundations[S]. 1991.

第十届全国土动力学学术会议（一号通知）

主办单位：中国振动工程学会土动力学专业委员会；中国地震学会岩土工程防震减灾委员会

支持单位：中国土木工程学会土力学与岩土工程分会；中国水利学会岩土力学专业委员会；中国力学学会岩土力学专业委员会；中国地震学会地震工程委员会；中国地震学会基础设施防震减灾委员会；中国建筑学会地基基础分会；江苏省地震学会

承办单位：南京工业大学

协办单位：《岩土工程学报》；《防灾减灾工程学报》；《地震工程与工程振动》；《地震工程学报》

第十届全国土动力学学术会议将于2018年11月2日—4日在南京召开。本次会议是继1980年12月6日—12日在安徽合肥召开的“土的动力特性学术讨论会”后从事土动力学与岩土地震工程的科技人员和工程人员的又一次盛会，在汶川特大地震10周年之际的2018年召开“第十届全国土动力学学术会议”，将是一次具有历史意义的学术盛会。

会议主题与内容：围绕“一带一路”战略、“建设海洋强国”战略和“西部大开发”战略中的重大工程灾害灾前预防与综合防范，本次会议重点研讨防灾减灾救灾工作实施“两个坚持、三个转变”新理念中遇到的土动力学与岩土地震工程领

域的前沿科学与关键技术。

具体征文专题如下：①土的动力特性与本构关系；②土与结构动力相互作用；③土动力学数值与物理模拟研究；④土动力学室内试验方法与新技术；⑤原位动力测试与表征技术；⑥砂土液化评价与防治；⑦强地震动与场地非线性效应；⑧环境振动与测试技术；⑨近海工程的特殊土动力学问题；⑩重大工程的土动力学与岩土地震工程问题；⑪工程场地地震损失评估与灾害保险。

大会秘书处联系人：庄海洋 13584050564；吴志坚 13919182444；陈炜昀 13770620150；赵凯 13951863149；王盛年 15077865785。通讯地址：南京工业大学虹桥校区实验楼 400-1室（鼓楼区中山北路200号，210009）。论文提交邮箱：王盛年 myresort@126.com；赵凯 zhaokai@njtech.edu.cn。重要时间：论文全文截止2018年4月30日，修改稿截止2018年5月30日，论文录用通知2018年6月30日。

会议论文征集：会议论文应为未经正式发表的最新成果，学术委员会将组织专家对提交论文进行审查，推荐优秀论文在《岩土工程学报》专刊发表，其余论文将在《防灾减灾工程学报》、《地震工程与工程振动》和《地震工程学报》增刊发表。

（大会组委会 供稿）