DOI:10.11918/202411024

不同截面型式土工格室挡墙抗震性能大型振动台试验

靳飞飞[1,2,3],宋 飞[1,2,3],皇甫钊[1,2,3]

(1.长安大学 公路学院,西安 710064;2.民航机场智慧建造与维养重点实验室(长安大学),西安 710064;
3.西安市绿色智慧交通岩土工程重点实验室(长安大学),西安 710064)

摘 要:为研究不同截面型式土工格室挡墙的抗震性能,开展了层层叠砌式与间距式两种结构的振动台模型对比试验,通过输入不同的地震动,分析两种截面型式挡墙在地震作用下的格室约束围压、加速度放大系数和墙面水平位移的变化规律。结果表明:地震作用下两种模型抗震性能存在差异,间距式挡墙节省约20%材料,虽抗震性能较层层叠砌式挡墙弱,但幅值1.2g时仍具有足够的强度和刚度维持边坡稳定;两种模型的格室约束围压和水平位移峰值均随幅值增加而逐渐增大,层层叠砌式挡墙的加速度放大系数沿高程具有放大效应,间距式挡墙则相反;频率为1~4 Hz时两模型的3种抗震指标随频率上升而下降,大于4 Hz时则呈上升趋势;在X向和XZ向振动输入下,两种挡墙的动力响应程度较为接近,但X向振动时较为显著一些;两种模型的破坏过程可划分为3个阶段,即振动压密阶段、外凸转动阶段、耦合破坏阶段;幅值1.0g时间距式挡墙的残余位移较层层叠砌式大,达到墙高的2.38%,未达到破坏标准;挡墙上部布设短格室层有利于提高上部结构稳定,短格室层优先布设位置为14H/16、10H/16、7H/16和5H/16。该研究成果对于土工格室挡墙的抗震设计以及截面优化具有一定的指导作用。

关键词:截面型式;地震动参数;格室约束围压;加速度放大系数;墙面水平位移;破坏模式
中图分类号:TU476.4 **文献标志码**:A **文章编号**:0367-6234(2026)10-0082-13

Large-scale shaking table test study on seismic performance of geocellular retaining walls with different cross-sectional types

Jin Feifei[1,2,3], Song Fei[1,2,3], Huangfu Zhao[1,2,3]

(1. School of Highway Engineering, Chang′an University, Xi′an 710064, China; 2. Key Laboratory of Intelligent Construction and Maintenance of CAAC(Chang′an University), Xi′an 710064, China; 3. Xi′an Key Laboratory of Geotechnical Engineering for Green and Intelligent Transport(Chang′an University), Xi′an 710064, China)

Abstract: A comparative shaking table test was conducted to investigate the seismic performance of geocell retaining walls with different cross-sectional configurations, specifically the layered stacking type and the spaced type. By applying various ground motion inputs, the response characteristics of the two wall types under seismic loading were analyzed in terms of geocell confining pressure, acceleration amplification coefficient, and horizontal displacement of the wall surface. The results show that there are differences in seismic performance between the two models under earthquake loading. The spaced retaining wall saves about 20% in material; although its seismic performance is weaker than that of the layered retaining wall, the 1.2g time-interval retaining wall still has enough strength and stiffness to maintain the stability of the slope. Both models exhibit increasing peak values of cellular confining pressure and horizontal displacement with the increase of the amplitude. The acceleration amplification coefficient of the layered retaining wall shows an amplification effect with elevation, while the opposite trend is observed for the spaced retaining wall. At frequencies ranging from 1 Hz to 4 Hz, the three seismic indexes of the two models decrease with the increase of frequency, while gradually increase beyond 4 Hz. The dynamic response degree of both retaining walls under X-direction and XZ-direction vibrations are generally similar, although the responses are more significant when the vibration is in X-direction. The failure process of both models can be divided into three stages: vibration compaction, convex rotation and coupling failure. The residual displacement of the 1.0g time interval retaining wall is larger than that of the laminated building, reaching 2.38% of the wall height, which does not meet the failure criterion. The installation of short geocell layers at the upper section enhances the stability of the superstructure, with preferred positions at 14H/16, 10H/16, 7H/16 and 5H/16. The research results provide valuable guidance for seismic design and cross-sectional optimization of geotechnical retaining walls.

Keywords: cross-sectional types; ground-motion parameters; cellular confining pressure; acceleration amplification factor; horizontal displacement of walls; failure mode

收稿日期:2024-11-13;**录用日期**:2024-12-12;**网络首发日期**:2025-03-14
网络首发地址:https://link.cnki.net/urlid/23.1235.T.20250314.1058.006
基金项目:国家自然科学基金(52278328)
作者简介:靳飞飞(1991—),男,博士研究生;宋 飞(1980—),男,教授,博士生导师
通信作者:宋 飞,songf1980@163.com

近年来，随着中国经济持续健康发展，公路、铁路等交通基础设施的建设也以空前速度推进。在此背景下，土工格室挡墙作为一种兼具结构稳定、承载性能优越的新型支护形式，在各类防护项目中已逐步推广[1]。目前，该结构在静力条件下的性能研究相对成熟[2-3]，然而对其在地震作用下的稳定性分析仍较为有限，相关研究亟待进一步开展。靳飞飞等[4-5]基于数值软件深入分析了不同因素对土工格柔性挡墙抗震性的影响；Wang 等[6-7]通过模型试验探讨了 5 个截面型式挡墙的动力稳定性；Latha 等[8]通过模型试验探讨了加筋结构对边坡在动荷载作用下动力响应特性的影响；Shiwan 等[9]利用有限元软件建立土工格室加固挡土墙，研究了格室参数和附加压力、土工格室刚度和高度以及填料的黏聚力和内摩擦角对土工格室加固挡土墙的影响；Alireza 等[10]利用数值软件揭示了不同参数对格室加筋机制的影响；梁程等[11]采用极限平衡分析法研究了格室高度、应力扩散角及格室复合体与地基接触面摩擦因数对路堤临界高度的影响；屈畅姿等[12]以长加筋面板式挡墙为研究对象，分析了静载作用下挡墙的变形模式以及破坏机理。

迄今为止，虽然一些学者对于土工格室挡墙的动力特性进行了研究，但多针对层层叠砌式挡墙，对于间距式挡墙的动力特性研究鲜有报道。为此，基于大型振动台模型试验，对比研究了间距式与层层叠砌式两种截面形式的土工格室挡墙在地震作用下的动力响应特性，并深入揭示了两者的破坏机制。该研究对于挡墙的支护设计具有指导作用。

1　格室约束围压理论解

在轴向荷载σ_1的作用下，土工格室内填料发生轴向压缩与侧向膨胀变形，从而引起格室壁产生拉伸应变并形成拉应力。格室壁提供的拉应力对填料产生侧向约束作用[13]，该约束力即为格室约束围压，其作用机制如图 1 所示。格室约束围压可按式(1)进行计算[14]：

$$\begin{cases}\sigma_g=\dfrac{2M_t}{D_\varepsilon}\dfrac{\varepsilon_c}{(1-\varepsilon_1)}\\ D_\varepsilon=\dfrac{D_0}{\sqrt{1-\varepsilon_1}}\\ \varepsilon_c=\dfrac{1-\sqrt{1-\varepsilon_1}}{\sqrt{1-\varepsilon_1}}\end{cases}\tag{1}$$

式中：σ_g为格室约束围压，M_t为格室条带刚度，ε_c为格室周向应变，D_ε为格室在周向应变 ε_c的等效直径，D_0为格室初始等效直径，ε_1为格室加筋土轴向应变[13]。需要指出的是，本研究采用的式(1)在推导时忽略了填料体应变的影响，Song 等[15-18]将非圆形格室近似等效为圆形格室处理，并通过三轴试验和模型试验验证了该简化公式的可行性，该公式未考虑格室在受压时发生的竖向翘曲变形[13]。

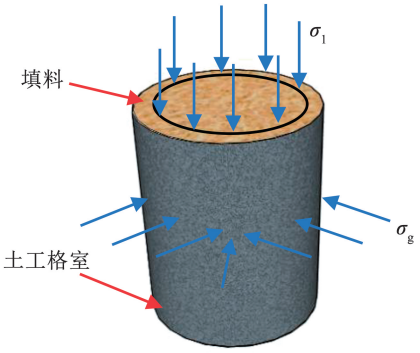


图 1　格室受力机制

Fig. 1　Schematic diagram of geocell mechanism

2　振动台设计

2.1　振动台参数

模型试验在兰州市地震局的振动台上进行，台面尺寸为 4 m×6 m，极限载重为 25 t，正常工作频率为 0.1 ~ 70.0 Hz，可施加的最大加速度为 1.7g，最大速度为 1.5 m/s，采用净空尺寸长 × 宽 × 高为 2.8 m×1.46 m×1.8 m 的刚性模型箱，如图 2 所示。



图 2　振动台台面和箱体布置

Fig. 2　Layout diagram of the vibrating table surface and box body

2.2　试验材料及其物理力学特性

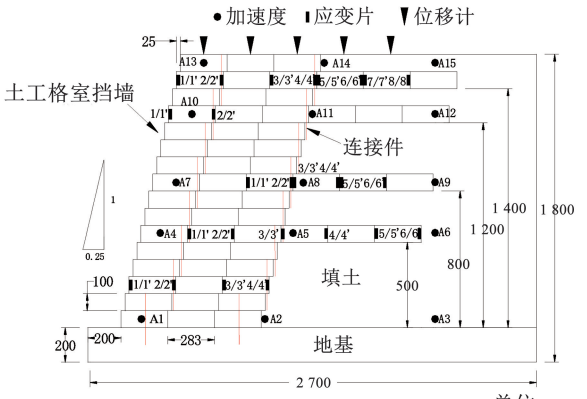
模型材料为黄土、石英砂、土工格室和钢筋连接件。黄土按照 6% 的含水率进行洒水养护。试验所用石英砂的粒径范围为 0.42 ~ 0.85 mm 和 0.85 ~ 2.00 mm，以 1∶1 的质量比配制混合砂样，并进行直剪试验，测得黏聚力 c = 1.96 kPa，内摩擦角 φ = 38.03°。通过筛分试验得到混合砂样的特征粒径分别为 d_{10}、d_{30}和 d_{60}分别为 0.527、0.722、1.115 mm；不均匀系数 C_u和曲率系数 C_c分别为 2.12 和 0.89[13]。

试验所用土工格室由高密度聚乙烯(HDPE)片

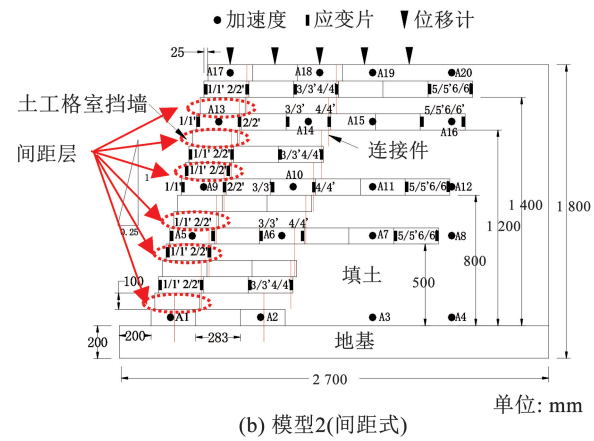
材构成,采用超声波工艺进行格室间焊接,该格室的单元片材壁厚约为 1.34 mm,焊接后形成的整体结构高度为 100 mm,格室用填料撑开至最大时,其直径约为 283 mm[13]。通过拉伸试验得到单个条带极限强度为 33.2 kN/m,节点处对拉极限强度为 35.1 kN/m。连接件选用直径 8 mm 的光圆钢筋。

2.3 试验模型制备与测点布置

如图 3 所示,该物理模型由基底与上部边坡两部分构成。基底尺寸为 2.7 m(长) ×1.46 m(宽) × 0.2 m(高),采用压实黄土填筑,控制压实密度为 1 600 kg/m^3。边坡包括挡墙及其后方的回填体,挡墙由 16 层格室逐层堆叠并填充石英砂填料形成,整体采用分层填筑工艺施工,每层填筑厚度控制在 10 cm,最终成型边坡高度为 1.6 m,宽度为 1.46 m,坡比为 1∶0.25,连接件按照图 3 中设计的方案进行布设[13]。两种模型自墙脚至墙顶均在第 6 层、9 层、13 层、15 层设置拉筋带,长度为 6 个格室。其中,层层叠砌式挡墙在非加筋区域挡墙厚度均为 3 个格室,而间距式挡墙在第 2 层、5 层、7 层、10 层、12 层和 14 层挡墙厚度均为 1 个格室,间距式挡墙相较于层层叠砌式挡墙共计节省约 20% 材料。



(a) 模型1(层层叠砌式)

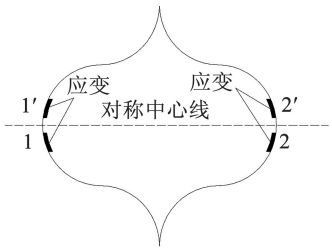


(b) 模型2(间距式)

图 3 试验模型及监测点布设

Fig. 3 Test model and monitoring point layout

在层层叠砌式模型内布置 3 列加速度监测点,合计 15 个测点,第 3 列距坡体后部 600 mm 处;间距式模型布设 4 列共计 20 个加速度监测点,第 4 列监测点距坡体后部同样为 600 mm,监测点布设如图 3 所示。按照试验设计方案布置应变监测点[13],数据处理时取 4 点应变峰值的平均值作为该格室的最终应变值,依据式(1)将其换算为格室约束围压;墙面水平位移采用非接触式光学三维测量系统进行采集,二者监测点位置相同[13],如图 4 所示。



(a) 格室应变粘贴位置



(b) 位移监测点布设

图 4 格室应变和墙面测点布设

Fig. 4 Layout of measurement points for geocell strain and wall displacement

2.4 加载工况设计

试验设计了 3 种不同的荷载波型,即 EL-Centro 波、Wolong 波和 Sin 波,加载方案如表 1 所示。加载方案中幅值为 0.2g 时, Sin 波频率为 1、2、3、4、6、8 Hz,以探讨地震波频率的影响[13]。根据 GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》要求[19],施加 XZ 双向地震动时,Z 向加速度幅值取 X 向的 65%。在每级地震动加载结束后,均施加幅值为 0.05g、持时 235 s 的正弦扫频荷载(幅值为 1.0g 与 1.2g 的强震工况除外,以避免正弦扫频对试验结果造成干扰,更清晰地观测挡墙在强震作用下的破坏模式与大变形特征)。

表 1　加载方案设计

Tab. 1　Loading scheme design

工况	波型	方向	幅值
1 ~ 4	EL-Centro 波/Wolong 波	*X*/*XZ*	单向:0.1*g*
5	Sin 波	*X*	0.1*g*,2 Hz,10 s
6 ~ 9	EL-Centro 波/Wolong 波	*X*/*XZ*	单向:0.2*g*
10	Sin 波	*X*	0.2*g*, 1 Hz/2 Hz/3 Hz/4 Hz/6 Hz/8 Hz,10 s
11 ~ 14	EL-Centro 波/Wolong 波	*X*/*XZ*	单向:0.3*g*
15	Sin 波	*X*	0.3*g*,2 Hz,10 s
16 ~ 20	EL-Centro 波/Wolong 波	*X*/*XZ*	单向:0.4*g*
21	Sin 波	*X*	0.4*g*,2 Hz,10 s
22	EL-Centro 波	*X*	0.5*g*
23	EL-Centro 波	*X*	0.6*g*
24	EL-Centro 波	*X*	0.7*g*
25	EL-Centro 波	*X*	0.8*g*
26	EL-Centro 波	*X*	0.9*g*
27,28	EL-Centro 波	*X*	1.0*g*/1.2*g*

注:“方向”若列出多个(如“*X*/*XZ*”),表示每种地震波形均施加两个方向的地震波。

3　试验结果分析

参考文献[13],定义加速度放大系数(PGA,a_{PG})用于表征边坡各监测点加速度相对于参考点的放大程度[13],即

$$a_{PG_i}=\frac{a_{max,i}}{a_{max,A1}} \tag{2}$$

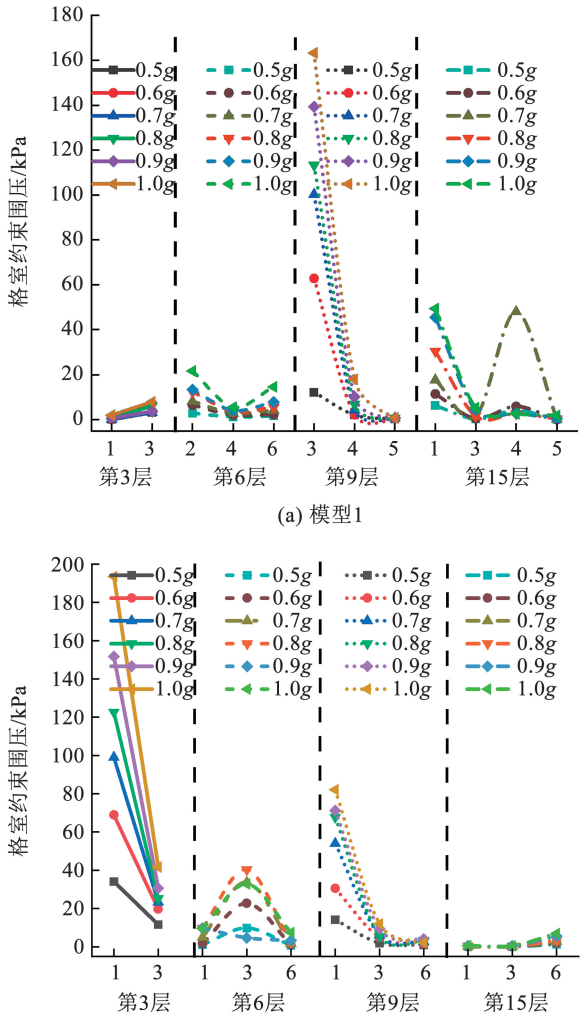
式中:a_{PGi}为第 i 个监测点的加速度放大系数,$a_{max,i}$为第 i 个监测点测得的峰值加速度,$a_{max,A1}$为参考点 *A*1 的峰值加速度。

在分析加速度放大系数变化规律时,模型 1 取第 1 列和第 3 列监测点;模型 2 取第 1 列和第 4 列监测点,以确保两模型加速度监测点的空间位置具有可比性。

3.1　地震幅值变化分析

以 *X* 向输入的 EL-Centro 波为例,取峰值加速度为 0.5*g* ~ 1.0*g* 的工况进行动力响应分析[13]。

图 5 展示了不同幅值下格室约束围压的变化,可以看出,两种截面型式中,格室约束围压呈非线性变化,且随幅值的增加而整体增大。模型 1 中,格室约束围压最大值出现在第 9 层格室的位置 3 处,幅值 1.0*g* 时格室约束围压最大值为 161 kPa;模型 2 中,格室约束围压最大值出现在第 3 层格室的位置 1 处,幅值 1.0*g* 时格室约束围压最大值为 193 kPa。综合来看,模型 1 的格室约束围压最大值出现在挡墙中部附近,模型 2 则出现在挡墙下部,且模型 2 的格室约束围压普遍大于模型 1,其最大值为模型 1 的 1.19 倍。由于层层叠砌式挡墙整体稳定性较高,且墙后土压力主要作用在挡墙的中部附近,导致中部格室约束围压最大;而间距式挡墙稳定性相对较弱,地震时格室需要发挥更大的约束作用以维持墙体的稳定,同时,上部挡墙在墙后坡体的推动作用下将以墙脚格室为支点转动,因此,下部挡墙受到上部挡墙的挤压作用,从而间距式挡墙下部附近格室约束围压最大。



(a) 模型1

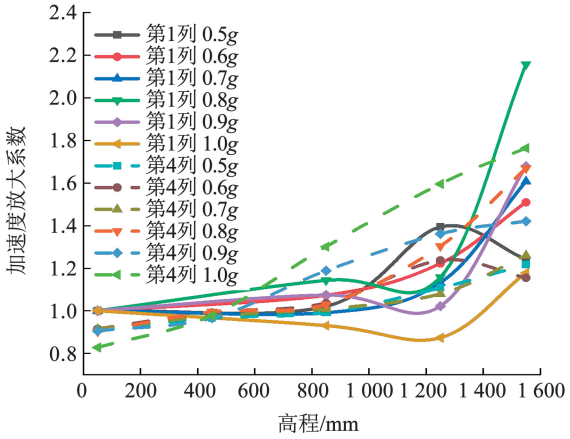
(b) 模型2

图 5　格室约束围压随高程及幅值变化

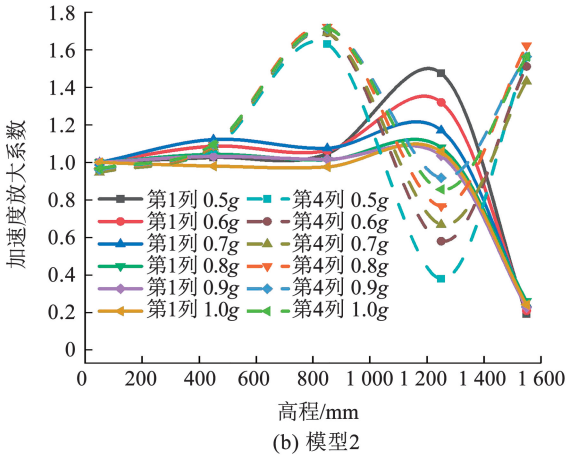
Fig. 5　Variation in geocell confining pressure with elevation and amplitude

图 6 展示了不同幅值下 PGA 放大系数沿高程的变化。可以看出,模型 1 中,第 1 列和第 3 列监测点均呈现高程放大效应,幅值由 0.5*g* 增加至 0.8*g* 时,PGA 放大系数逐渐增大;而幅值超过 0.8*g* 后,随着幅值的增加,第 1 列监测点 PGA 放大系数逐渐减小,第 3 列监测点仍表现为增大趋势。这是由于

地震作用下填料产生剪切滑移而逐渐密实，当幅值达到一定程度后，填料以颗粒间摩擦作用为主，导致坡体阻尼和剪切模量增大，从而 PGA 放大系数逐渐减小。模型 2 中，第 1 列监测点 PGA 放大系数沿高程呈“增加—减小”的变化趋势，最大值在高程 1 250 mm处；第 4 列监测点则表现为“增加—减小—增加”的变化趋势，最大值在高程 750 mm 处。总体来看，坡体的 PGA 放大系数大于墙面，这是由于地震波沿水平向穿过格室挡墙时，需经过格室及其内部多种介质，导致地震能量衰减；而间距式挡墙墙面监测点随高程逐渐减小，这是由于地震波在传播过程中遇到间距层发生衰减或散射，尤其在顶层格室地震能量衰减作用更为显著，从而 PGA 放大系数逐渐减小。



(a) 模型1



(b) 模型2

图 6 加速度放大系数随高程及幅值变化

Fig. 6 Variation of acceleration amplification coefficient with elevation and amplitude

图 7 展示了不同幅值下墙面水平位移峰值沿高程的变化。可以看出，两种模型的水平位移峰值均随高程增加而逐渐增大。当幅值由 0.5g 增加至 0.6g时，墙顶与墙底位移值接近，且两模型位移值相近；当幅值超过 0.6g 时，墙顶与墙底水平位移差值随幅值增加而增大，在 1.0g 时达到最大，同时两模型位移差值也逐渐增大。总体来看，幅值较小时，两种模型水平位移峰值接近；随着幅值的增加，二者差值增大，且模型 2 的水平位移峰值普遍大于模型 1，说明模型 2 的稳定性相较模型 1 低。

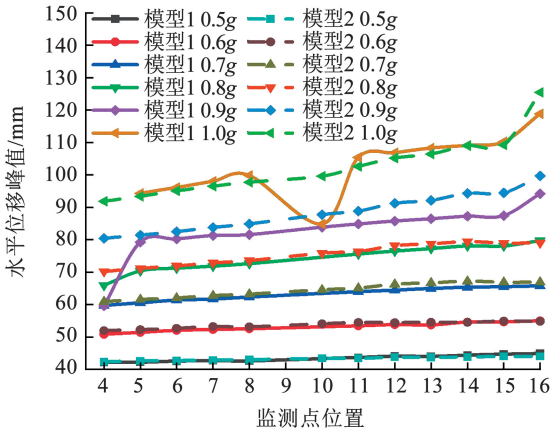


图 7 水平位移峰值随高程及幅值变化

Fig. 7 Variation of peak horizontal displacement with elevation and amplitude

综合而言，层层叠砌式挡墙在其中上部动力响应较为显著，可增加第 9 层拉筋带的长度以提高上部结构稳定性；而间距式挡墙在 14H/16（H 为挡墙高度）布设短格室层时，上部挡墙的动力响应相对较小，其上部结构稳定性高于层层叠砌式挡墙，而在 12H/16 和 2H/16 布设短格室层时，该位置动力响应较高，可不设置短格室层；在 10H/16、7H/16 和 5H/16 布设短格室层时，该区域动力响应程度与层层叠砌式挡墙接近，可优先选择在 14H/16、10H/16、7H/16 和 5H/16 处布设短格室层，如图 8 所示，以满足抗震需求和节约工程造价。

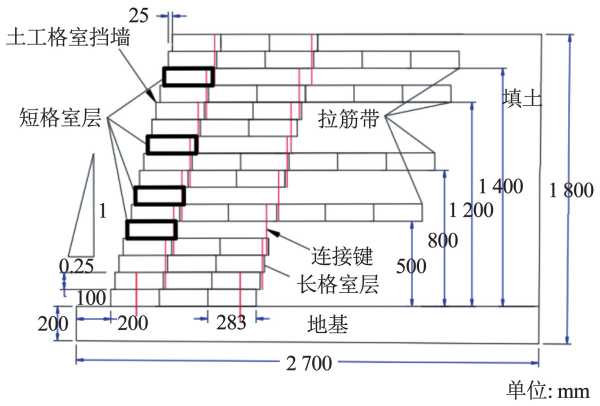


图 8 间距式挡墙优化方案

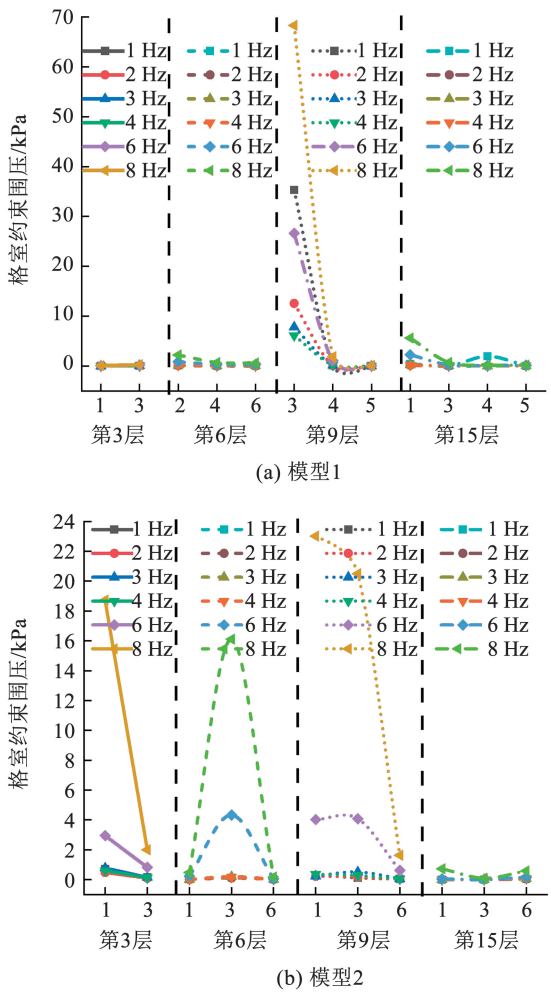
Fig. 8 Optimization scheme of spaced retaining walls

3.2 地震频率变化分析

以 X 向输入、地震动幅值为 0.2g 的 Sin 波为例，分别采用 1、2、3、4、6、8 Hz 的激励频率进行

分析[13]。

图 9 展示了不同频率下格室约束围压沿高程的变化。可以看出，模型 1 中，第 3 层和第 6 层的格室约束围压在不同频率下基本稳定，无显著波动；而第 9 层格室约束围压在频率由 1 Hz 增加至 4 Hz 时呈递减趋势，当频率超过 4 Hz 后则逐渐增加，这一变化规律在第 15 层同样有所体现。模型 2 中，第 3 层、第 6 层和第 9 层格室约束围压在 1 ~ 4 Hz 随频率增加而减小，超过 4 Hz 后则逐渐增加，而第 15 层格室约束围压变化幅度较小且基本不变。总体来看，不同频率下墙面格室约束围压均大于墙体，且在高频下格室约束作用最为显著。由于石英砂填料具有显著的非线性特征，在低频率地震作用下，填料颗粒间的摩阻力较大，导致填料处于相对稳定状态；而在高频率地震作用下，颗粒间的剪切滑移加剧，超过了颗粒间的摩阻力，使得填料振密压实，从而对格室的拉伸作用增强。因此，在高频率地震作用下，格室约束围压的增幅更为显著。



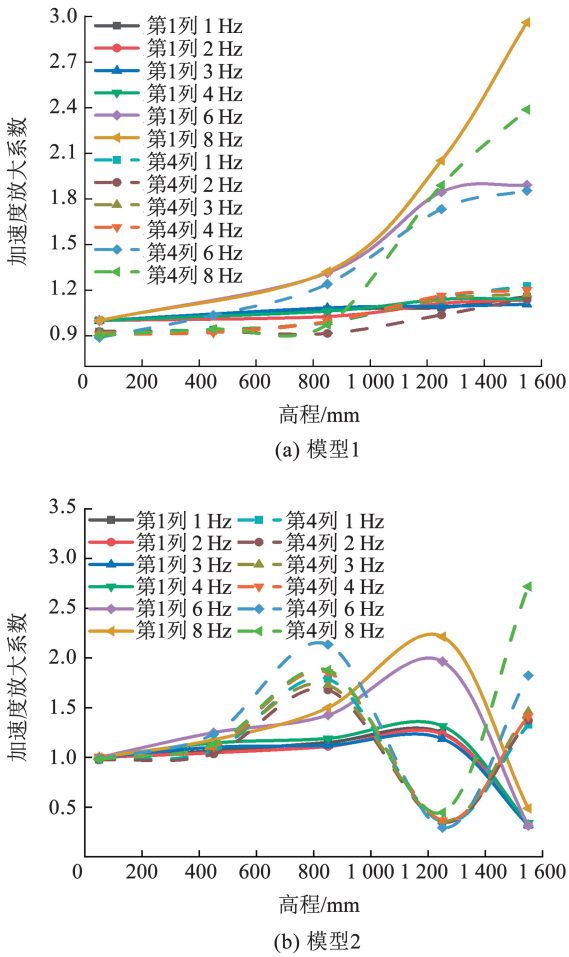
(a) 模型1

(b) 模型2

图 9　格室约束围压随高程及频率变化

Fig. 9　Variation of the geocell confining pressure with elevation and frequency

图 10 展示了不同频率下 PGA 放大系数沿高程的变化。可以看出，模型 1 中，第 1 列监测点频率由 1 Hz 增加至 2 Hz 时，PGA 放大系数逐渐减小，超过 2 Hz 时，随频率增加而逐渐增大；第 3 列监测点变化规律与第 1 列基本一致。模型 2 中，第 1 列监测点的 PGA 放大系数随频率的变化规律与模型 1 相近；第 4 列监测点在高程 1 250 mm 以下 PGA 放大系数呈节律性变化，而在高程 1 250 mm 以上，随频率增加 PGA 放大系数逐渐增大。总体来看，不同截面型式下频率对 PGA 放大系数的影响存在差异，这与边坡的固有频率有关，在地震作用下填料振密压实，导致其密度发生变化，因此，对 PGA 放大系数影响不同。



(a) 模型1

(b) 模型2

图 10　加速度放大系数随高程及频率变化

Fig. 10　Variation of acceleration amplification coefficients with elevation and frequency

图 11 展示了水平位移随高程及频率的变化。可以看出，频率在 1 ~ 6 Hz 时，两模型挡墙的水平位移峰值均逐渐减小。超过 6 Hz 时，水平位移峰值逐渐增大，由于墙面水平位移峰值与墙体的整体刚度相关，随着频率的增加格室约束围压增大，挡墙刚度增大，整体稳定性增强，导致水平位移峰值减小。当

频率增大到一定程度,地震力致使墙体移动,水平位移峰值再次增加。总体来看,模型 2 的水平位移峰值大于模型 1,说明频率的变化对于间距式挡墙影响较为显著。

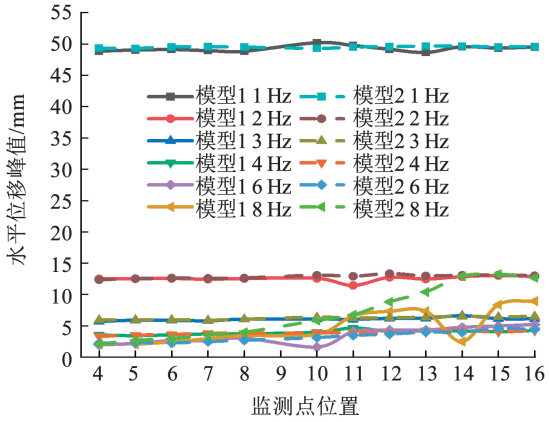


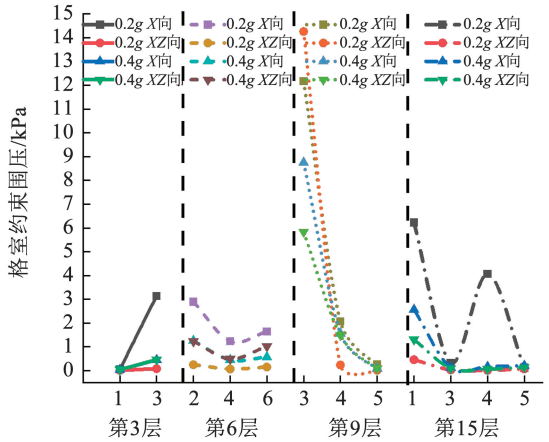
图 11 水平位移峰值随高程及频率变化

Fig. 11 Variation of peak horizontal displacement with elevation and frequency

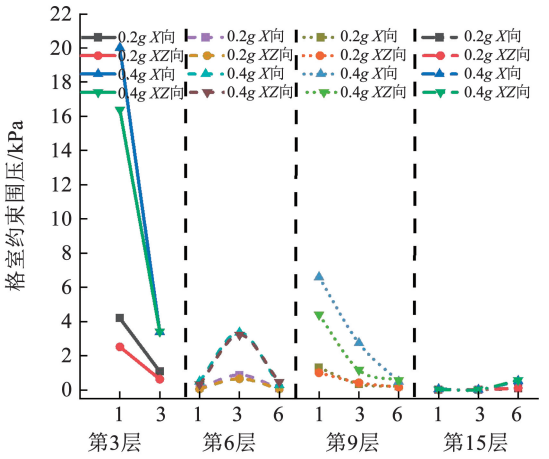
3.3 地震方向变化分析

以幅值 0.2*g* 和 0.4*g* 的 EL-Centro 波为例,对比分析 *X* 向与 *XZ* 双向输入条件下的动力响应差异[13]。

图 12 ~ 14 分别展示了不同方向下 3 种抗震指标沿高程的变化。可以看出:在不同幅值下,两种模型的格室约束围压均是 *X* 向输入时大于 *XZ* 向;对于 PGA 放大系数,模型 1 中,在幅值 0.2*g* 时 *X* 向振动大于 *XZ* 向,0.4*g* 时则相反;而模型 2 在不同幅值下均是 *X* 向大于 *XZ* 向;墙面水平位移峰值的变化规律与 PGA 放大系数相似。总体来看,不同截面布设型式的土工格室挡墙对地震波方向的敏感性不同,而间距式挡墙受到 *X* 向振动的地震波影响较为显著。



(a) 模型1



(b) 模型2

图 12 格室约束围压随高程及方向变化

Fig. 12 Variation of geocell confining pressure with elevation and direction

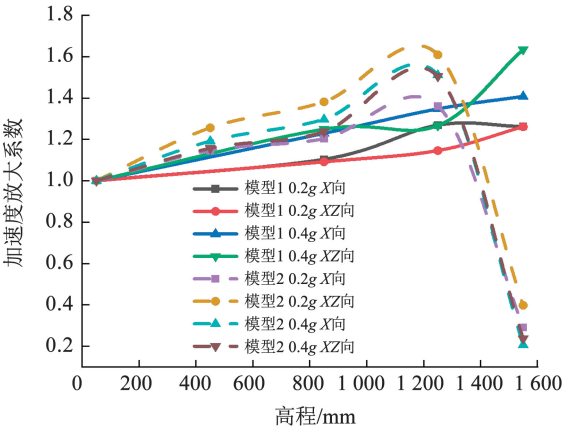


图 13 加速度放大系数随高程及方向变化

Fig. 13 Variation of acceleration amplification coefficients with elevation and direction

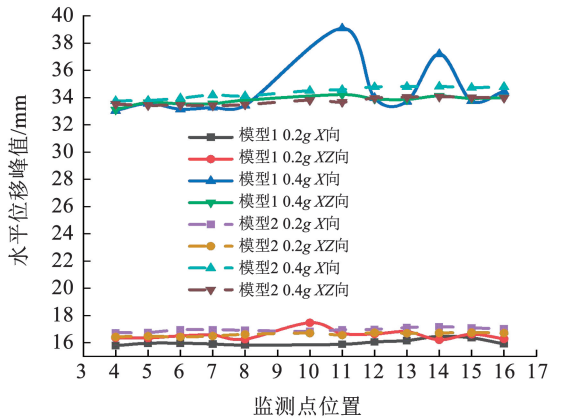


图 14 水平位移峰值随高程及方向变化

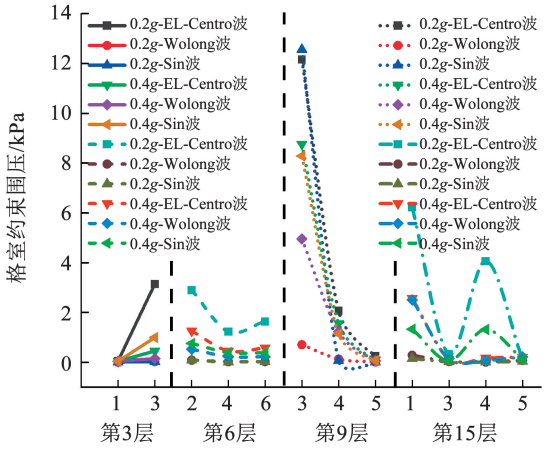
Fig. 14 Variation of peak horizontal displacement with elevation and direction

3.4 地震波形变化分析

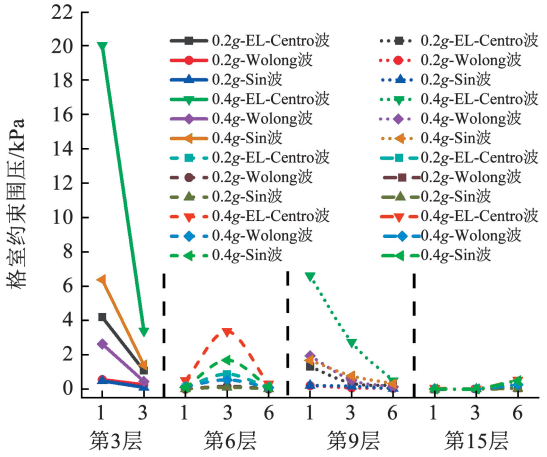
以 *X* 向输入、峰值加速度分别为 0.2*g* 和 0.4*g* 的 EL-Centro 波、Wolong 波及 Sin 波为例开展对比分析[13]。

图 15 ~ 17 分别展示了不同地震动波形下 3 种抗震指标沿高程的变化。可以看出,虽然不同波形

的结果在数值上存在差异，但各参数沿高程的变化规律基本一致。整体来看，天然地震波影响较大[13]，其具有宽频带特性，频率成分从低频到高频均有分布，导致地震波能量分布不均，这种能量分布的不均匀性对结构动力响应具有重大影响，文献[20－21]也指出地震能量的不均匀分布对结构动力响应有重大影响。



(a) 模型1



(b) 模型2

图 15　格室约束围压随高程及波形变化

Fig. 15　Variation of geocell confining pressure with elevation and waveform

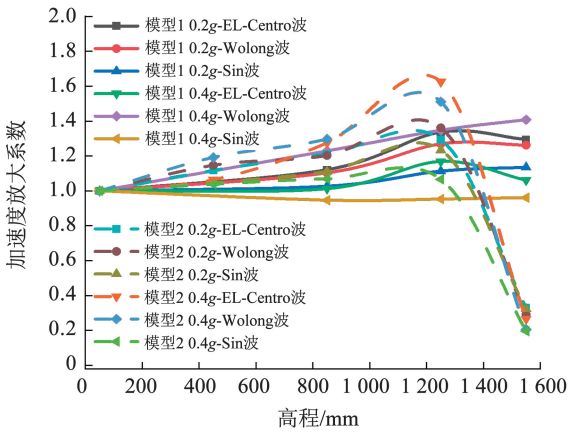


图 16　加速度放大系数随高程及波形变化

Fig. 16　Variation of acceleration amplification coefficients with elevation and waveform

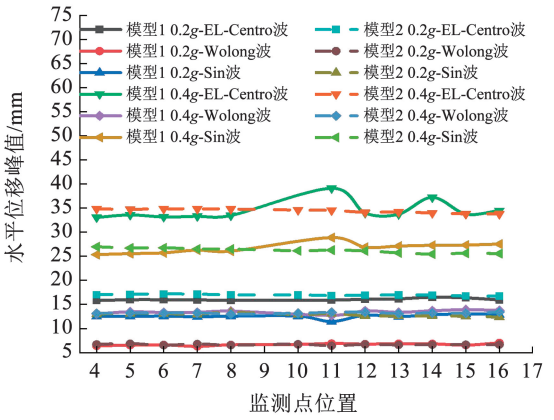


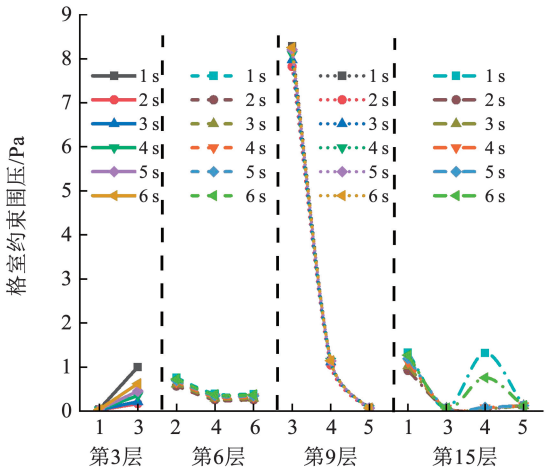
图 17　水平位移峰值随高程及波形变化

Fig. 17　Variation of peak horizontal displacement with elevation and waveform

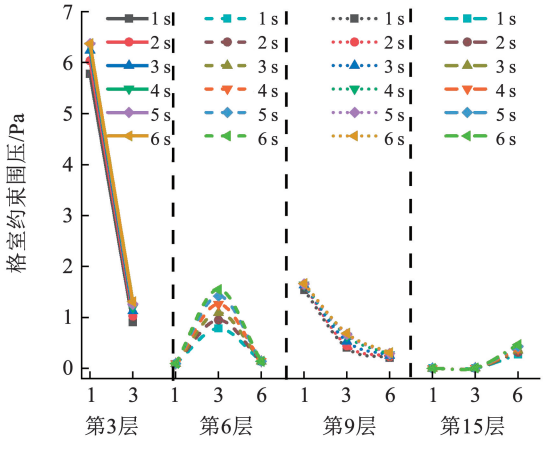
3.5　地震持时变化分析

以 X 向输入、峰值加速度为 0.2g 的 Sin 波为例，分别设置 1、2、3、4、5、6 s 的持时进行对比分析[13]。

图 18～20 分别展示了不同地震动持时下 3 种抗震指标沿高程的变化。



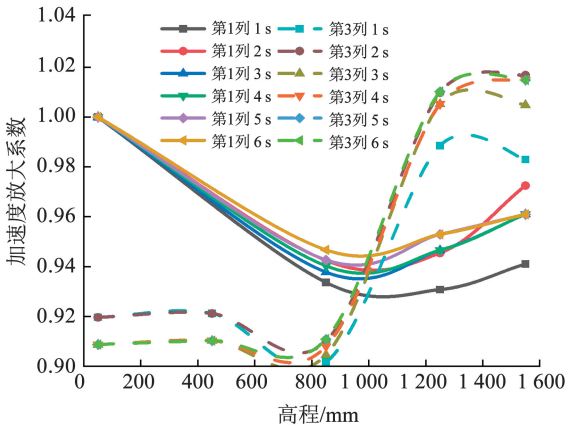
(a) 模型1



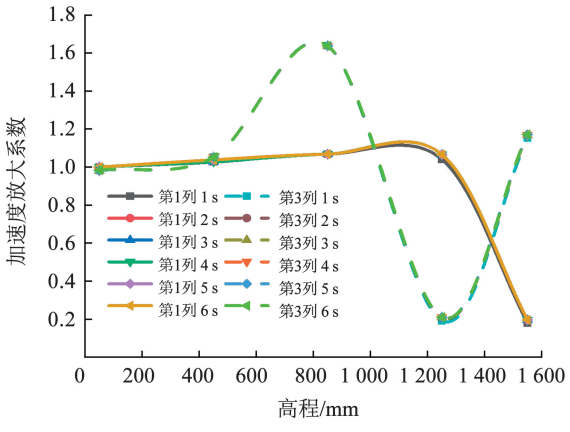
(b) 模型2

图 18　格室约束围压随高程及持时变化

Fig. 18　Variation of geocell confining pressure with elevation and duration



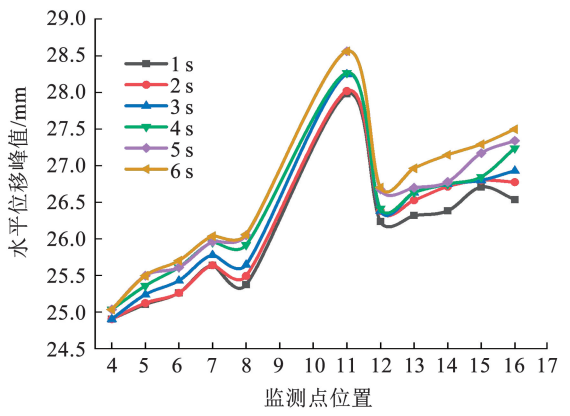
(a) 模型1



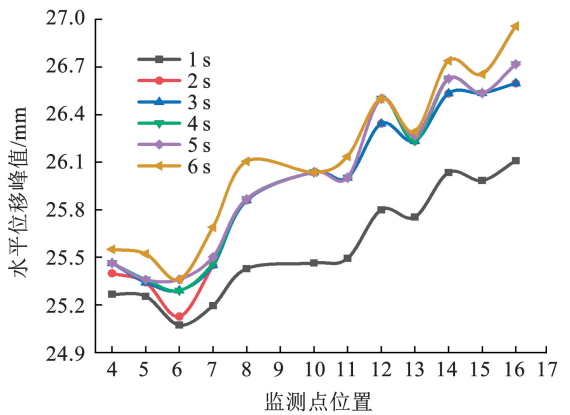
(b) 模型2

图 19　加速度放大系数随高程及持时变化

Fig. 19　Variation of acceleration amplification coefficient with elevation and duration



(a) 模型1



(b) 模型2

图 20　水平位移峰值随高程及持时变化

Fig. 20　Variation of peak horizontal displacement with elevation and duration

由图 18 ~ 20 可以看出:随着持时的增加,格室约束围压基本保持不变,仅在局部区域出现略微增加现象;模型 1 中 PGA 放大系数随持时的增加逐渐增大,但增加幅度并不明显,模型 2 则基本不变;两模型水平位移峰值均随持时增加逐渐增大,且模型 2 的增幅更为显著。综合来看,持时对于土工格室挡墙动力响应的影响较小。

4　挡墙破坏模式分析

4.1　残余位移分析

图 21 为第 16 层水平位移时程曲线变化。可以看出,墙面水平位移具有一定的残余位移,这与文献[22 -23]的试验结果相吻合。图 22 为残余位移和转角分布规律。可以看出,随着地震波幅值的增加,残余位移和转角均增大,说明地震作用下两种模型为平动和转动的综合作用,且沿墙高转角增大,模型 2 的转角大于模型 1。综合来看,地震波幅值较小时,挡墙动力响应微弱,未触及边坡的受剪承载力,此时土工格室挡墙主要呈现弹性变形,地震结束后能迅速恢复至初始状态;地震波幅值增大时,挡墙动力响应显著,地震波在传播中累积的能量使边坡土体发生显著变形,超越其受剪承载力,边坡由弹性变形转入塑性变形,地震停止后挡墙无法完全复原,从而形成残余位移。两种模型残余位移存在差异源于挡墙的结构布置型式,不同布置型式的土工格室挡墙在结构刚度、稳定性及受力特性上存在差异,这些因素决定了挡墙在地震波作用下的响应和变形程度,从而产生不同的残余位移。此外,不同布置型式的挡墙对土压力的承受和传递方式有所不同,这进一步导致在相同地震波作用下产生不同的残余位移。

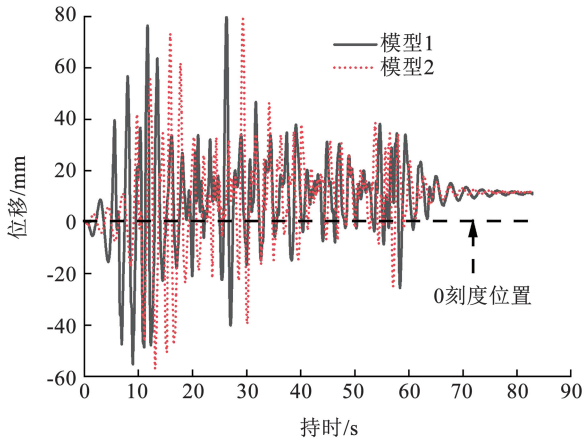
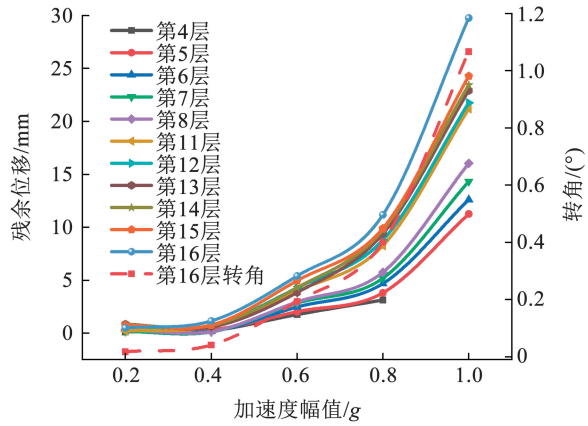
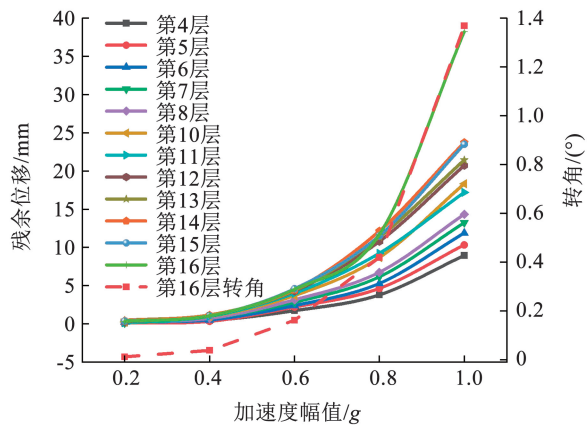


图 21　幅值 1.0*g* 时第 16 层位移时程曲线

Fig. 21　Displacement time history curve for the 16th layer at amplitude of 1.0*g*



(a) 模型1

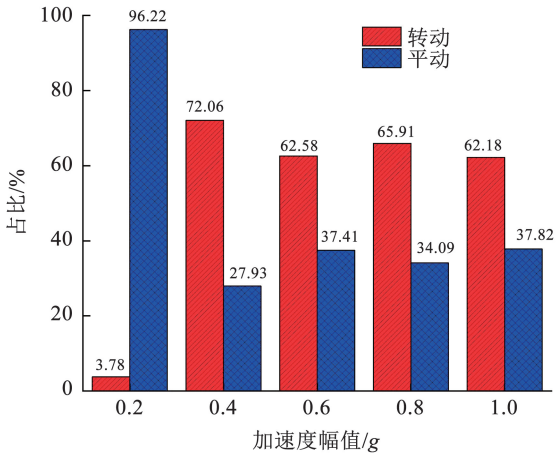


(b) 模型2

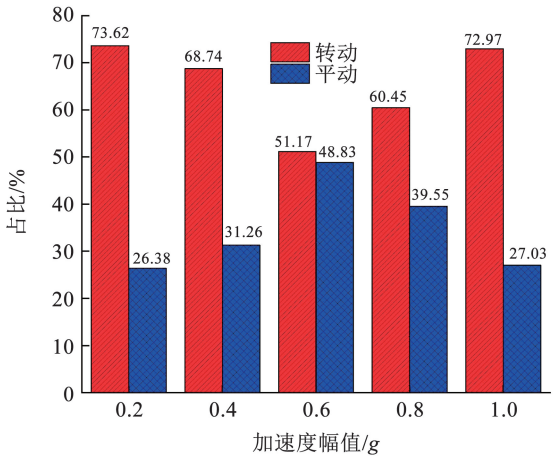
图 22　残余位移和转角变化

Fig. 22　Variation of residual displacement and rotation angle

图 23 为墙体变形中平动与转动的占比[24]。可以看出，随输入地震动峰值加速度增大，挡墙变形模式逐渐由转动主导转变为平动与转动共同作用的耦合形态。参考李思汉等[25]对各类挡墙位移指标规范的统计结果，本次试验完成后，模型 1 与模型 2 的残余位移分别为 30.32、38.11 mm，分别相当于墙高的 1.89% 与 2.38%，低于文献[25]的规定阈值，表明试验后两种挡墙仍具有稳定工作状态。



(a) 模型1



(b) 模型2

图 23　转动和平动占比

Fig. 23　Rotation and dynamic ratio

4.2　变形模式分析

基于振动中观测的土工格室挡墙破坏过程，将模型的变形模式划分为 3 个阶段。

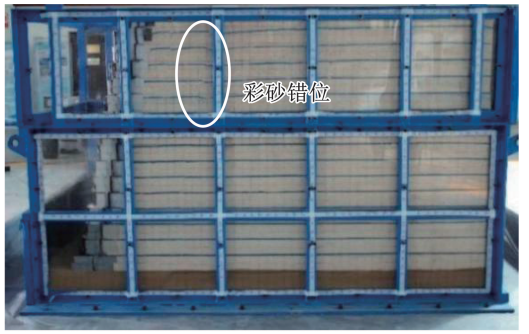
阶段 1：振密压实阶段。幅值由 0.1*g* 增加至 0.5*g*时，坡体和格室内部填料主要以振密压实为主，挡墙整体未发生显著变形破坏，仅挡墙上部彩砂出现轻微错层，且间距式上部挡墙彩砂错动更显著，如图 24(a)和图 25(a)所示。

阶段 2：外凸转动阶段。幅值由 0.6*g* 增加至 1.0*g*时，墙体中部开始外凸并带动上部挡墙转动，导致挡墙后部翘起、彩砂错位，同时坡顶出现显著沉降，间距式挡墙彩砂错位波动更明显，出现潜在滑裂面，但挡墙整体仍平稳，未显著破坏，见图 24(b)和图 25(b)。

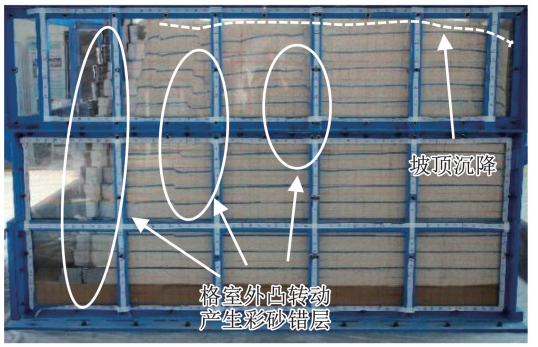
阶段 3：耦合破坏阶段。幅值增加至 1.2*g* 时，墙体外凸转动的同时，坡体填料在地震作用下推动墙体向临空面平移，挡墙呈现平动与转动的耦合，坡

体下部出现约 45°滑裂面,墙顶和坡顶均沉降加剧,间距式挡墙滑裂面向两端延伸,黄土地基前部出现较多落砂,此时挡墙发生破坏现象,见图 24(c)和图 25(c)。

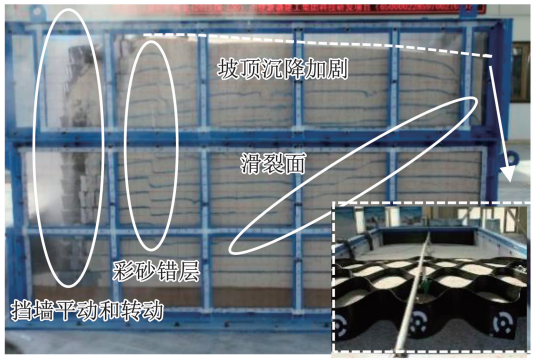
综合比较可知,间距式挡墙相比层层叠砌式结构可节约 20% 左右的材料用量。尽管其在地震过程中表现出更为明显的局部变形与损伤,但振动结束后模型整体未发生大规模坍塌或失稳,说明该型式仍具备维持边坡整体稳定的承载能力。此外,依据现行抗震规范[19],峰值加速度 1.0g 与 1.2g 分别对应抗震设防烈度 IX 度与 X 度。因此,在抗震设防等级低于 IX 度的地区可优先考虑间距式挡墙以兼顾经济性,而在烈度更高的 X 度及以上区域,建议采用层层叠砌式挡墙。



(a) 阶段1



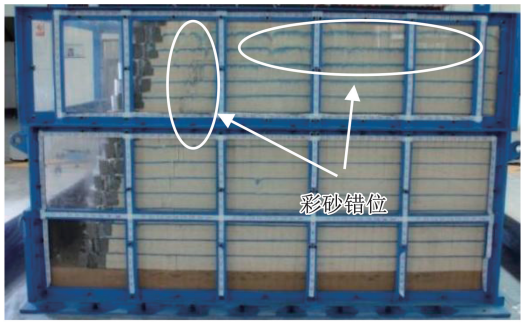
(b) 阶段2



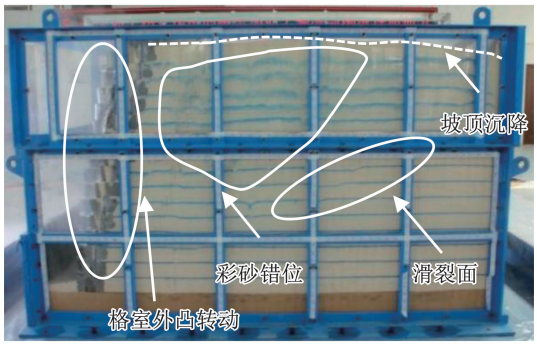
(c) 阶段3

图 24 模型 1 破坏变化

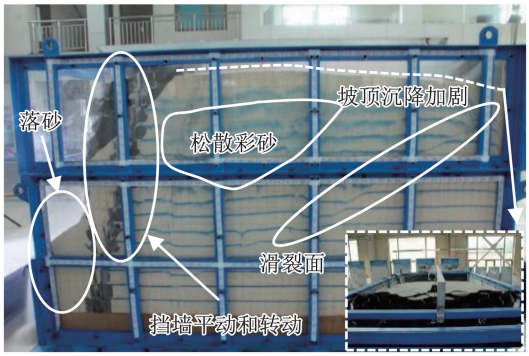
Fig. 24 Variation of damage in model 1



(a) 阶段1



(b) 阶段2



(c) 阶段3

图 25 模型 2 破坏变化

Fig. 25 Variation of damage in model 2

4.3 两种截面型式挡墙抗震指标差异及机制分析

相同地震波作用下,两种截面的土工格室挡墙抗震性能存在差异,主要体现在以下两个方面:

1)地震波传播特性变化。地震波在传播过程中遇到不同结构型式的挡墙时,其传播路径、反射和折射角均会发生相应变化,这种变化导致波的传播方向和能量分布发生改变,进而影响挡墙及坡体的动力响应。具体来说,地震波在遇到挡墙后会发生反射、折射等现象,使得波的传播路径变得复杂,能量分布也随之变化,从而对挡墙的抗震性能产生影响。

2)挡墙结构特性差异。挡墙的布设型式不同,其刚度、稳定性和受力状态也存在明显差异。间距式挡墙结构稳定性较弱,截面布设不规则,导致地震

作用下的受力状态复杂，抗震性能降低。而层层叠砌式挡墙结构稳固，抗震性能更强，能有效抵御地震波的冲击。

5　结　论

1）随地震波幅值的增加，两模型的格室约束围压和水平位移峰值均逐渐增大，层层叠砌式挡墙的墙面和坡体加速度放大系数沿高程均表现为高程放大效应，而间距式挡墙的墙面加速度放大系数有一定缩小。频率小于 4 Hz 时，两模型格室约束围压、加速度放大系数和墙面水平位移峰值均随频率的增加而逐渐减小；频率大于 4 Hz 时，三者则逐渐增大；在仅 X 向输入条件下，两模型挡墙的动力响应较大；天然地震波的影响明显大于 Sin 波；地震动持时影响较小。

2）模型 1 与模型 2 的最终残余位移分别为30.32、38.11 mm，各占挡墙高度的 1.89% 与 2.38%，间距式挡墙位移相对较大，但未达到位移破坏标准。两模型的破坏过程均可划分为 3 个阶段，即振动压密阶段、外凸转动阶段、耦合破坏阶段。

3）在幅值 1.0g 时，间距式挡墙出现潜在滑移面，而层层叠砌式挡墙未有此现象。抗震设防等级低于 IX 度的地区可选用间距式挡墙，以兼顾经济性与稳定性；而对于 X 度以上的区域，优先采用层层叠砌式挡墙。

4）层层叠砌式挡墙中上部动力响应显著，可增加第 9 层拉筋带的长度提高结构稳定性；间距式挡墙在 12H/16 和 2H/16 布设短格室层时，该位置动力响应较高，可不设置短格室层，优先选择在 14H/16、10H/16、7H/16 和 5H/16 处布设短格室层，以满足抗震需求和节约工程造价。

需要强调的是，在后续的研究中，将结合数值模拟对间距式挡墙的短格室层布设位置以及拉筋带的合理长度进行深入探讨。同时，将开展与重力式挡墙抗震性能的对比分析，旨在进一步确定最优设计方案，为工程实践提供指导。

参考文献

[1]杨晓华，钱德成，谢永利. 土工格室工程性状及应用[M]. 北京：科学出版社，2020
Yang Xiaohua，Qian Decheng，Xie Yongli. Engineering behavior and application of geocells[M]. Beijing：Science Press，2020

[2]Chen Rongher，Wu Changping，Huang Fengchi. et al. Numerical analysis of geocell-reinforced retaining structures[J]. Geotextiles and Geomembranes，2013，39：51. DOI:10.1016/j.geotexmem.2013.07.003

[3]杨晓华，李浩，曾浩，等. 粉细砂填料土工格室柔性挡墙工程性状研究[J]. 中国公路学报，2023，36(6)：24
Yang Xiaohua，Li Hao，Zeng Hao，et al. Engineering behaviors of geocell flexible retaining wall with a fine sand backfill[J]. China Journal of Highway and Transport，2023，36(6)：24. DOI:10.19721/j.cnki.1001－7372.2023.06.003

[4]靳飞飞，宋飞，石磊，等. 地震荷载作用下土工格室挡墙力学性能的影响因素[J]. 华南理工大学学报(自然科学版)，2024，52(7)：145
Jin Feifei，Song Fei，Shi Lei，et al. Influence factors of mechanical properties of geocell retaining wall under seismic load[J]. Journal of South China University of Technology(Natural Science Edition)，2024，52(7)：145. DOI:10.12141/j.issn.1000－565X.230412

[5]靳飞飞，宋飞，石磊，等. 拉筋带对地震作用下土工格室挡墙力学性能的影响[J]. 哈尔滨工业大学学报，2023，55(11)：60
Jin Feifei，Song Fei，Shi Lei，et al. Influence of tensile strip on mechanical properties of geocell retaining wall under earthquake[J]. Journal of Harbin Institute of Technology，2023，55(11)：60. DOI:10.11918/202304013

[6]Wang Juipin. Large-scale shaking table tests of reinforced soilretaining walls with geocell facing[D]. New York：Columbia University，2007

[7]Ling H I，Leshchinsky D，Wang Juipin，et al. Seismic response of geocell retaining walls：experimental studies[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering，2009，135(4)：515. DOI:10.1061/(ASCE)1090－0241(2009)135:4(515)

[8]Latha G M，Manju G S. Seismic response of geocell retaining walls through shaking table tests[J]. International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering，2016，2(1)：1. DOI:10.1007/s40891－016－0048－4

[9]Shiwan I，Choudhary A K，Ganesh W R. Three dimensional numerical analysis on the behaviour of geocell reinforced retaining structures[J]. Transportation Infrastructure Geotechnology，2023，11(26)：1. DOI：10.1007/S40515－023－00360－9

[10]Alireza A，Ali A. Numerical investigation of geocell reinforced slopes behavior by considering geocell geometry effect[J]. Geomechanics and Engineering，2021，6(24)：589. DOI:10.12989/GAE.2021.24.6.589

[11]梁程，徐超. 土工格室加筋土垫层路堤临界高度研究[J]. 岩土力学，2018，39(8)：2984
Liang Cheng，Xu Chao. Study on critical height of reinforced embankments with geocell layer[J]. Rock and Soil Mechanics，2018，39(8)：2984. DOI：10.16285/j.rsm.2016.2875

[12]屈畅姿，李梦竹，刘泽，等. 土工格室加筋土挡墙静载模型试验研究[J]. 岩土力学，2023，44(12)：3424
Qu Changzi，Li Mengzhu，Liu Ze，et al. Model experimental study on geocell-reinforced soil retaining wall under static loading[J]. Rock and Soil Mechanics，2023，44(12)：3424. DOI:10.16285/j.rsm.2022.1960

[13]靳飞飞，宋飞，皇甫钊，等. 含拉筋带土工格室挡墙抗震性能大型振动台试验研究[J]. 岩石力学与工程学报，2025，44

(6): 1636
Jin Feifei, Song Fei, Huangfu Zhao, et al. Large-scale shaking table test study on seismic performance of geocell retainingwall with tensioned tape [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2025, 44(6): 1636. DOI:10.3724/1000 - 6915.jrme.2024.0864

[14] Song F, Xie Y L, Yang Y F, et al. Analysis of failure of flexible geocell-reinforced retaining walls in the centrifuge[J]. Geosynth Int, 2014, 21(6): 342. DOI:10.1680/gein.14.00022

[15] Song Fei, Jin Yangtao, Liu Huabei, et al. Analyzing the deformation and failure of geosynthetic-encased granular soil in the triaxial stress condition[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2020, 6(48): 886. DOI:10.1016/j.geotexmem.2020.06.007

[16] Chen Rongher, Huang Yuwen, Huang Fengchi. Confinement effect of geocells on sand samples under triaxial compression [J]. Geotextiles and Geomembranes, 2013, 37: 35. DOI: 10.1016/j.geotexmem.2013.01.004

[17] Garcia R S, Neto J. Stress-dependent method for calculating the modulus improvement factor in geocell-reinforced soil layers[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2020, 1(49): 146. DOI:10.1016/j.geotexmem.2020.09.009

[18] Latha G M, Kumar D S, Rajagopal K. Numerical simulation of the behavior of geocell reinforced sand in foundations[J]. International Journal of Geomechanics, 2009, 9: 143. DOI:10.1061/(ASCE)1532 - 3641(2009)9:4(143)

[19] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S]
GB 50011—2010 Code for seismic design of buildings[S]

[20] Fan Gang, Zhang Jianjing, Wu Jinbiao, et al. Dynamic response and dynamic failure mode of a weak intercalated rock slope using a shaking table [J]. Rock Mechanics Rock Engineering, 2016, 49(8): 1. DOI:10.1007/s00603 - 016 - 0971 - 7

[21] 冯细霞, 姜清辉, 张慧超, 等. 岩质边坡地震响应振动台试验研究[J]. 振动、测试与诊断, 2018, 38(3): 575
Feng Xixia, Jiang Qinghui, Zhang Huichao, et al. Shaking table test study on seismic response of rock slope [J]. Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis, 2018, 38(3): 575. DOI: 10.16450/j.cnki.issn.1004 - 6801.2018.03.022

[22] 蔡晓光, 李思汉, 黄鑫. 双级加筋土挡墙动力特性振动台试验[J]. 中国公路学报, 2018, 31(2): 200
Cai Xiaoguang, Li Sihan, Huang Xin. Shaking table tests on dynamic characteristics of two stage reinforced soil-retaining wall [J]. China Journal of Highway and Transport, 2018, 31(2): 200. DOI:10.19721/j.cnki.1001 - 7372.2018.02.021

[23] Ling H I, Asce M, Mohri Y, et al. Large-scale shaking table tests on modular-block reinforced soil retaining walls [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2005, 131(4): 465. DOI: 10.1061/(ASCE)1090 - 0241(2005)131:4(465)

[24] Li Sihan, Cai Xiaoguang, Jing Lipeng, et al. Lateral displacement control of modular-block reinforced soil retaining walls under horizontal seismic loading [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2021, 141: 106485. DOI:10.1016/j.soildyn.2020.106485

[25] 李思汉, 蔡晓光, 景立平, 等. 加筋土挡墙变形特性研究进展[J]. 世界地震工程, 2019, 35(4): 114
Li Sihan, Cai Xiaoguang, Jing Liping, et al. Research progress on deformation characteristics of reinforced soil retaining wall [J]. World Earthquake Engineering, 2019, 35(4): 114. DOI: 10.3969/j.issn.1007 - 6069.2019.04.013

(编辑 刘 彤)