

杨芸,蒋良淮,罗强,等.地基条件对仰斜式挡墙地震响应影响及墙高限值研究[J].地震工程学报,2023,45(6):1386-1396.DOI:10.20000/j.1000-0844.20220713002

YANG Yun,JIANG Liangwei,LUO Qiang,et al.Seismic responses of inclined retaining walls on different foundations and wall height limit suggestions[J].China Earthquake Engineering Journal,2023,45(6):1386-1396.DOI:10.20000/j.1000-0844.20220713002

地基条件对仰斜式挡墙地震响应影响及 墙高限值研究

杨芸^{1,2},蒋良淮^{1,2},罗强^{1,2},张桐^{1,2},葛学军³

(1. 西南交通大学 土木工程学院, 四川 成都 610031;

2. 高速铁路线路工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031;

3. 中铁二院工程集团有限责任公司, 四川 成都 610031)

摘要:地基条件和墙高是影响挡土墙地震响应特征的重要因素。建立不同地基条件的仰斜式挡土墙有限元时程分析模型,以墙身外倾最大危险状态为最不利时刻,研究地基条件和墙高对挡墙动力响应及墙-土相互作用的影响特征,并以满足力学检算和墙身位移限值为出发点,提出同时考虑地基条件和地震峰值加速度 PGA 的仰斜式挡墙墙高控制建议。结果表明:岩质地基挡墙墙背动土压力沿墙高呈中部大、上下小的凸形分布,大震下土压力较中震时有小幅减小;基底反力呈墙踵为 0、墙趾集中的三角形图式,且随 PGA 和墙高的增加踵部脱空趋势更为明显;土质地基挡墙因墙底地基土变形对墙后填土的牵连作用,填土跟随墙身运动的趋势加剧,墙背动土压力与 PGA 呈正相关并沿墙高近似呈线性分布,于墙底处最大;墙身往复摆动使踵趾端地基土体塑性变形较基底中部明显,基底反力峰值向中部转移;根据最不利时刻稳定性、承载力检算,考虑对墙身位移合理限制,提出地震区仰斜式挡墙的允许墙高在设防 PGA 不超过 0.2g 时为 8 m,0.4g 大震下硬质岩地基挡墙可达 8 m,软质岩地基挡墙不宜超过 6 m,碎石土、砂质黏土地基挡墙不宜超过 4 m。

关键词: 仰斜式挡土墙; 地震响应; 地基条件; 有限元分析; 墙高限值

中图分类号: TU435

文献标志码: A

文章编号: 1000-0844(2023)06-1386-12

DOI:10.20000/j.1000-0844.20220713002

Seismic responses of inclined retaining walls on different foundations and wall height limit suggestions

YANG Yun^{1,2}, JIANG Liangwei^{1,2}, LUO Qiang^{1,2}, ZHANG Tong^{1,2}, GE Xuejun³

(1. School of Civil Engineering, Southwest JiaoTong University, Chengdu 610031, Sichuan, China;

2. MOE Key Laboratory of High-Speed Railway, Chengdu 610031, Sichuan, China;

3. China Railway Eryuan Engineering Group Co., Ltd., Chengdu 610031, Sichuan, China)

Abstract: Foundation conditions and wall height affect the seismic response of retaining walls. In

收稿日期:2022-07-13

基金项目:国家自然科学基金项目(51878560)

第一作者简介:杨芸(1997-),女,硕士研究生,主要从事路基支挡结构抗震研究。E-mail:1025012837@qq.com。

this study, a finite element time-history analysis model of inclined retaining walls on different foundations was established to study the influence of foundation condition and wall height on the dynamic response of retaining walls and wall-soil interaction in the most unfavorable moment. To meet the requirements of mechanical calculation and wall displacement limit, we proposed the height control of the inclined retaining wall considering the foundation condition and peak ground acceleration (PGA). The results show that the dynamic earth pressure of the retaining wall on the rock foundation was large in the middle and small at both ends, showing a convex shape along the wall height. In addition, the earth pressure under large earthquakes was reduced slightly compared with that under medium earthquakes. The contact pressure beneath the foundation was zero at the wall heel and concentrated at the toe, and this finding became more evident with an increase in PGA and wall height. For the retaining wall on the soil foundation, the backfill behind the wall followed the wall movement owing to the traction effect caused by the deformation of the foundation soil. The dynamic earth pressure at the back of the wall was positively correlated with PGA and approximately linearly distributed along the wall height and was the largest at the wall bottom. The reciprocating motion of the retaining wall made the plastic deformation at both ends of the base more important than that in the middle, and the peak value of reaction force was transferred to the middle. According to the calculation of stability and bearing capacity at the most unfavorable time and reasonable restriction on wall displacement, in the seismic area, the allowable height of the inclined retaining wall was 8 m when the PGA was less than $0.2g$. Moreover, when the PGA was $0.4g$, the allowable heights of the retaining wall on hard rock foundation, soft rock foundation, and gravel soil and sandy clay foundation were 8, 6, and 4 m, respectively.

Keywords: inclined retaining wall; seismic response; foundation condition; finite element analysis; wall height limit

0 引言

挡土墙是铁路、公路普遍采用的典型支挡工程,地震作用下挡墙安全性对保障生命线工程畅通具有重要意义。地基条件和墙高是影响挡墙地震响应的两项重要因素,地基类型决定了挡墙的基底支承条件,其强度和刚度影响墙体运动模式及受力特征;墙高则显著影响墙背土压力大小和作用点高度,墙高过大常引起挡土墙发生倾覆、滑移等形式的破坏。

挡土墙抗震设计的重点之一是确定地震土压力的大小及分布,主要有基于 Coulomb 土压力理论的 Mononobe-Okabe 拟静力法^[1]和考虑墙后土体动力特性的拟动力法^[2]。Seed 和 Whitman^[3]、卢坤林等^[4]、林宇亮等^[5]先后对地震土压力分布、合力及作用点计算提出了改进,但在复杂情况下理论分析仍有一定困难。因此,能考虑多种地震波形和岩土本构关系的数值计算方法广泛应用于挡土墙抗震研究,如周晓岩等^[6]、周健等^[7]分别基于波动有限元和动力有限元法对水平地震作用下挡土墙的动力特性进行了探讨。近年来,振动台模型试验大量应用于

岩土工程抗震研究领域,以最大程度还原地震实际作用,为理论分析和有限元计算结果提供了校验依据。

5·12 汶川大地震后,地基条件对挡墙地震响应的影响问题受到密切关注。结合实震表现,焦方辉等^[8]、杨冬等^[9]利用振动台模型试验分别对岩质和土质场地上墙背直立型挡墙的变形破坏进行了研究,认为岩质地基挡墙在较强地震作用时墙身中部承受较大动土压力而鼓出变形,土质地基条件下墙背最大动土压力出现在墙底,存在下部向外推移、上部位移不明显的“踢脚”变形模式;曲宏略等^[10]对比岩质、土质地基形式的墙背直立挡墙地震土压力,得出合力作用点随地面峰值加速度(PGA)增大而降低,且土质地基挡墙土压力合力较岩质地基更大。但以往研究鲜少针对不同地基下挡墙变形与受力的关联机制进行探讨。

基底反力是影响挡墙安全性的另一关键因素,目前研究多关注地基的地震承载力计算,如采用拟静力原理将极限平衡法、滑移线法以及极限分析法

等地基极限承载力求解方法应用于地震工况^[11-12]；谢伟等^[13]在拟静力法基础上考虑地震作用会加大墙底反力偏心与应力偏角，并考虑到地基整体剪切破坏区土体的地震惯性力，对承载力修正系数进行了改进。但已有研究未涉及挡墙地基形式影响，以拟静力法推求基底反力难以准确反映不同墙底支承条件引起的墙-土-地基系统的动力响应差别。

目前对于重力式挡墙的抗震研究主要针对直立式挡墙，而仰斜式挡土墙的墙后填土位于斜墙背之下，所计算的总土压力较小、稳定性较高，具有断面经济、能够建造的高度较大等优点^[14]，常作为高烈度山区路堑实际工程中的主要支挡类型，因此开展仰斜式挡土墙动力响应分析是非常必要的。针对静力工况，夏智翼^[15]采用有限元计算了仰斜式挡墙的土压力、基底应力和墙身剪力，并以此进行稳定性检算；牛晨亮^[16]结合工程实践分析了各种因素与仰斜墙稳定性的关系，认为墙高显著影响挡墙的抗倾覆、抗滑移能力。地震工况下，惯性力大小与作用高度对挡墙运动形态的影响更为显著，墙高过大引起的震害问题不容忽视。我国铁路、公路设计规范^[17-18]只单独考虑地基条件或峰值加速度对地震区墙高设限，因此，有必要根据地震响应特性，提出同时考虑地基条件和加速度峰值 PGA 的仰斜式挡墙墙高允许值。

本文利用 ABAQUS 建立仰斜式挡土墙计算模型，开展有限元时程分析，研究岩质、土质两种典型地基形式下挡墙的地震动响应，分析墙-土运动特征及地基变形对墙背填土运动的牵连作用，探讨墙背土压力、基底反力的分布特征及其随地震量级和墙高的变化规律，并选取墙身处于最大外倾状态的响应特征开展稳定性和地基承载力检算，结合支挡结构容许变形限值，提出考虑加速度峰值和地基形式双因素的允许墙高建议值。

1 路堑墙实震表现影响因素

根据汶川地震实震调查(G213线都江堰—映秀段)^[19]，路堑边坡重力式挡墙长度总计11 388.5 m，结构形式主要为仰斜式。路堑墙的破坏形式与受损严重程度不仅受外部因素影响，墙高、地基条件等内因也会引起震害差异。

统计样本中挡墙高度与毁坏率关系如图1所示，可见毁坏率随路堑墙高度的增加而上升；4 m以下挡墙无毁坏，4~10 m挡墙毁坏率随墙高增加较为平稳，墙高超过10 m后有一明显拐点，毁坏率由8 m的4.66%突增至16.80%。

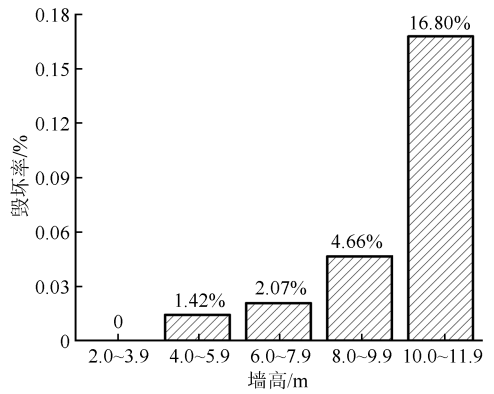


图1 毁坏率随墙高变化分布

Fig.1 Distribution of the damage rate with wall height

不同地基条件差异体现为修筑于土质地基上的挡墙震害较岩质地基挡墙更为严重^[20]。土质地基挡墙受损率达65.4%，岩质地基对挡墙的约束作用较大，出现震害的挡墙只有4处，受损率仅为5%。因此，对不同地基条件挡墙采用同级抗震设计显得过于保守。

据此，《铁路工程抗震设计规范》^[17]中划分不同地基刚度，规定C类、D类工程石质地基路堑挡墙分别不宜高于8 m和10 m；土质地基路堑挡墙分别不宜高于6 m和8 m。公路抗规^[18]虽未考虑地基岩土性质，但引入PGA量级作为另一控制因素，避免了小震时因设防过严导致的资源浪费。两种考虑方式各有侧重，有必要整合多因素，分情况细究挡墙墙高限值。

2 计算模型和地震加载工况

为探究不同地基条件挡墙在地震作用下响应特性，基于汶川地基实震表现并参考挡土墙标准图集^[21]的几何尺寸，建立岩质地基(硬质岩、软质岩)和土质地基(碎石土、砂质黏土)条件下墙高分别为4.0 m、6.0 m、8.0 m的仰斜式挡土墙的ABAQUS平面应变模型。墙身尺寸如表1所列，墙背、墙胸仰斜坡度1:0.25，基底逆坡1:0.2，墙趾设单级台阶以提高抗倾覆能力，墙趾埋深分别为1 m、1.5 m、2 m。

表1 计算模型墙身尺寸(单位:m)

Table 1 Model size of retaining wall (Unit:m)				
墙高 H	墙顶宽 b	墙底宽 B	台阶高 h_j	台阶宽 b_j
4.0	1.22	1.37	0.50	0.21
6.0	1.89	2.04	0.60	0.25
8.0	2.42	2.58	0.70	0.29

模型横向尺寸取10倍墙高(H)，即从挡墙墙趾和墙背各向外延伸约 $5H$ ，模型竖向高度相应分别为10 m、15 m和20 m；为避免边界效应^[22]的影响，

模型两侧和底部均设置无限元边界,厚度为 5 m。

墙身及岩质地基采用线弹性模型,填土及土质地基采用 Mohr-Coulomb 理想弹塑性模型,材料参数如表 2 所列。ABAQUS 采用膨胀角参数 ψ 反映土体受剪时颗粒错动产生的剪胀效应,根据非关联流动法则,膨胀角应满足 $0 \leq \psi \leq \varphi$ (φ 为土体内摩擦角),计算中取 $\psi = 15^\circ$ 。墙身与填土和地基的接触面均设置 Interface 单元模拟相互作用,参照《铁路

路基支挡结构设计规范》^[23],取墙背与填土间摩擦系数为 0.4,墙底与硬质岩、软质岩、碎石土、砂质黏土地基间摩擦系数分别为 0.7、0.6、0.5、0.4。通过模型自振频率和常用阻尼比 5% 确定 Rayleigh 黏性阻尼系数。单元网格尺寸采用 0.2 m,小于输入地震波形最大频率对应波长的 1/8,满足有限元软件中地震波高频分量精度 5% 的要求。计算模型及网格划分如图 2 所示。

表 2 模型材料物理参数

Table 2 Physical parameters of model materials

物理参数	岩质地基		土质地基		墙身	填土
	硬质岩	软质岩	碎石土	砂质黏土		
密度 $\rho / (\text{kg}/\text{m}^3)$	2 500		1 910		2 400	1 900
弹性模量 E / MPa	30 000	15 000	100	50	30 000	35
泊松比 ν	0.2		0.3		0.2	0.3
内摩擦角 $\varphi / (^\circ)$	-		27.2		-	30
黏聚力 c / kPa	-		24.5		-	5
地基摩擦系数	0.7	0.6	0.5	0.4	-	-

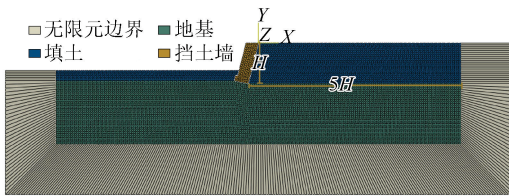


图 2 计算模型及网格示意图

Fig.2 Calculation model and meshing

地震波多为由下自上传播,考虑到地震破坏主要来自水平地震动,在模型底部输入水平方向加速度。波形采用西南山区交通廊道典型人工合成波,峰值加速度取 0.1g、0.2g、0.4g,分别模拟小、中、大三种量级地震。地震前的静力工况采用地应力平衡步骤进行计算,限制模型底部水平、竖直方向及模型两侧的水平位移。地震过程是动力时程计算,释放底部和两侧边界水平方向位移,在模型底部施加加速度作用,计算时步小于地震波采集频率(0.02 s);地震波施加完毕后为残余工况,发生永久位移。

3 墙背土压力与基底压力分析

3.1 最不利时刻的墙背土压力分布

地震动力响应是与空间分布有关的时变场,在整个地震过程中,选取不同代表时刻进行分析会造成结果的巨大差异。多数研究选取动土压力达到峰值时刻作为最不利工况进行分析,但墙背不同高度测点的动土压力峰值不一定同时出现,以某一或某些测点峰值时刻为基准可能出现较大取值误差。更重要的是,由于墙身往复振动,动土压力最大时

刻可能出现在朝内运动的“被动”状态下,而此刻并非危险工况。因此,对最不利工况的取值方法有待改进。

考虑到刚性挡墙墙背各点的水平位移沿墙高呈线性变化,同一时刻墙背各点外倾角度相同。外倾角为时变物理量,外倾最大时刻挡墙的稳定性最差且向外转动速度为 0,作为极限状态更为合理。

以分别代表岩质地基、土质地基的硬质岩、砂质黏土地基计算模型为例,选取挡墙朝临空面运动的外倾最大的“主动”瞬间作为最不利时刻进行分析。用墙顶相对墙底的位移来量化挡土墙外倾程度,沿墙背提取主动外倾最大时刻的墙后土压应力并沿墙高积分,得到地震土压力合力 E 及作用点高度 (z/H),计算结果示于图 3。同时,提取地震发生前(静力工况)的土压应力,将地震过程中的土压应力与地震前相减得到动土压力,其沿墙高的分布曲线如图 3 所示。分析得到如下规律:

(1) 岩质地基条件下的墙背动土压力沿墙高基本呈上下小、中部大的外“凸”形分布,峰值点位于墙背 0.5H~0.7H 范围内,位置随 PGA 增长变化不大,随墙高增大略有上升。土质地基挡墙因墙顶出现局部墙-土分离,动土压力从墙顶下方的零值向下近似呈线性增加,峰值点位于墙底。

(2) 岩质地基条件下,动土压力峰值与墙高和 PGA 均有关,墙高 4 m 和 6 m 时动土压力峰值随 PGA 增大而增加,但增幅逐渐减小,0.4g 作用时较 0.2g 变化不大;8 m 挡墙在 0.4g 时动土压力曲线

外凸程度减弱,即墙身中部较 0.2g 时有所下降而底部增加。土质地基条件,墙背动土压力峰值与墙高和 PGA 增长均呈正相关。

(3) 岩质地基条件下,土压力合力 E 在 PGA = 0.1g 时最小,0.2g 时最大,0.4g 时保持不变或略有减小,与动土压力峰值规律相似;0.1g 和 0.2g 时合

力作用点均位于 0.5H 附近,0.4g 时降低为 0.4H,与墙背直立式挡墙地震土压力合力作用点随 PGA 增大而增加^[10]有所不同。土质地基条件下,土压力合力 E 与 PGA 呈正相关,0.2g 时墙背土压力约为 0.1g 的 1.1 倍,0.4g 时约为 0.2g 的 1.3 倍,合力作用点随 PGA 增大稍有降低,但均位于 0.33H 附近。

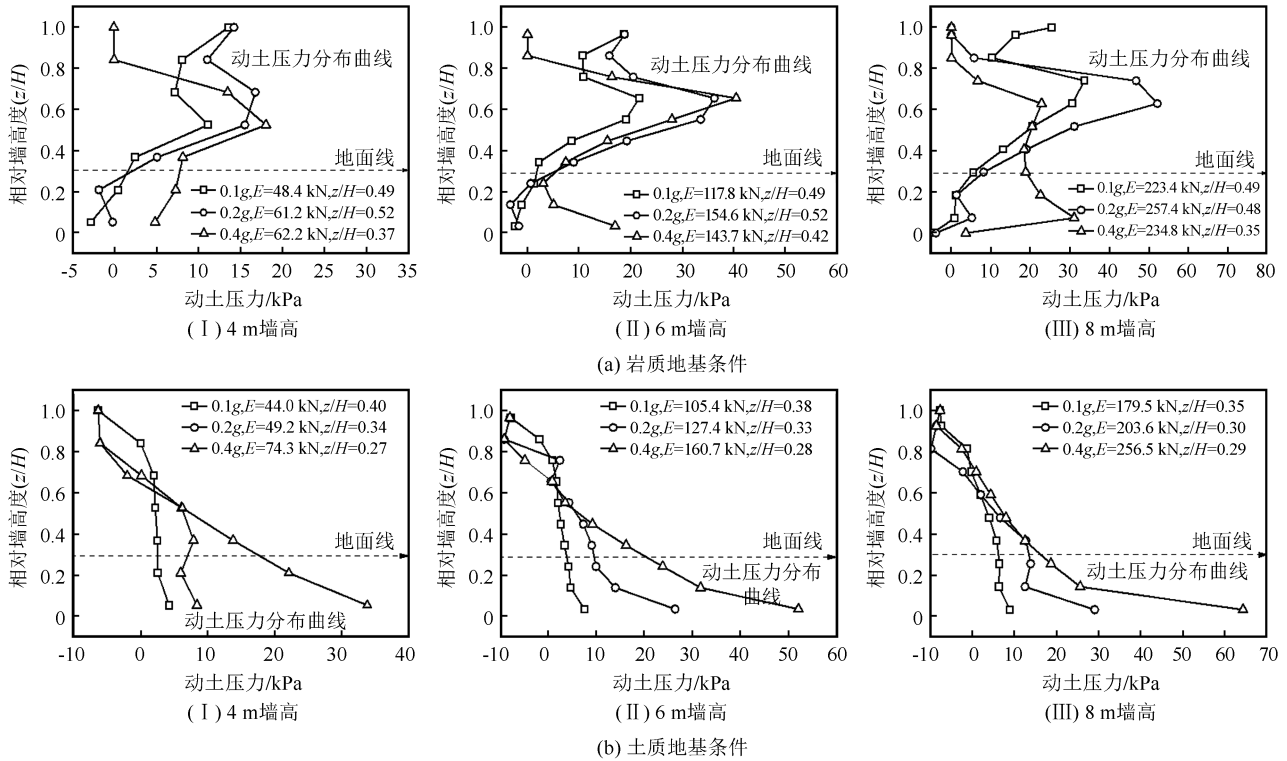


图 3 动土压力分布情况与土压力合力计算

Fig.3 Distribution of dynamic earth pressure and value of resultant force of earth pressure

3.2 最不利时刻的基底压力特征

不同刚度地基在地震作用下的变形模式差异显著,地基变形影响挡墙基底反力分布,进而影响整个结构的位移和受力。提取硬质岩、砂质黏土地基条件下模型在最不利时刻的水平位移云图分别如图 4、图 5 所示(以工况 PGA = 0.2g 为例,放大系数 150),同时沿墙底提取最不利时刻和静力工况下的

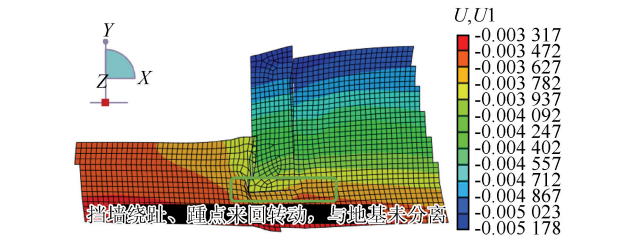


图 5 土质地基挡墙位移云图

Fig.5 Displacement contour of the retaining wall on soil foundation

基底接触应力绘于图 6。基于变形情况分析基底反力的分布特征,得到如下规律:

(1) 岩质地基条件下,由于仰斜式挡墙重心靠后,静力工况基底反力均呈现从墙趾向墙踵逐渐增大的趋势;地震过程中,小震时基底反力呈墙底中部出现峰值、墙踵处应力为 0 的偏态驼峰形分布;中、大震下,墙踵处墙底与地基脱离,基底反力转移至墙

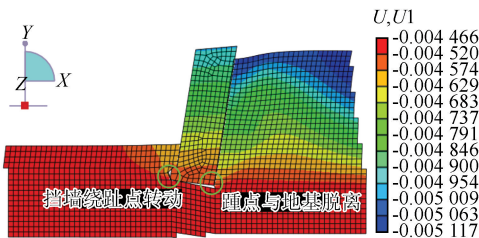


图 4 岩质地基挡墙位移云图

Fig.4 Displacement contour of the retaining wall on rock foundation

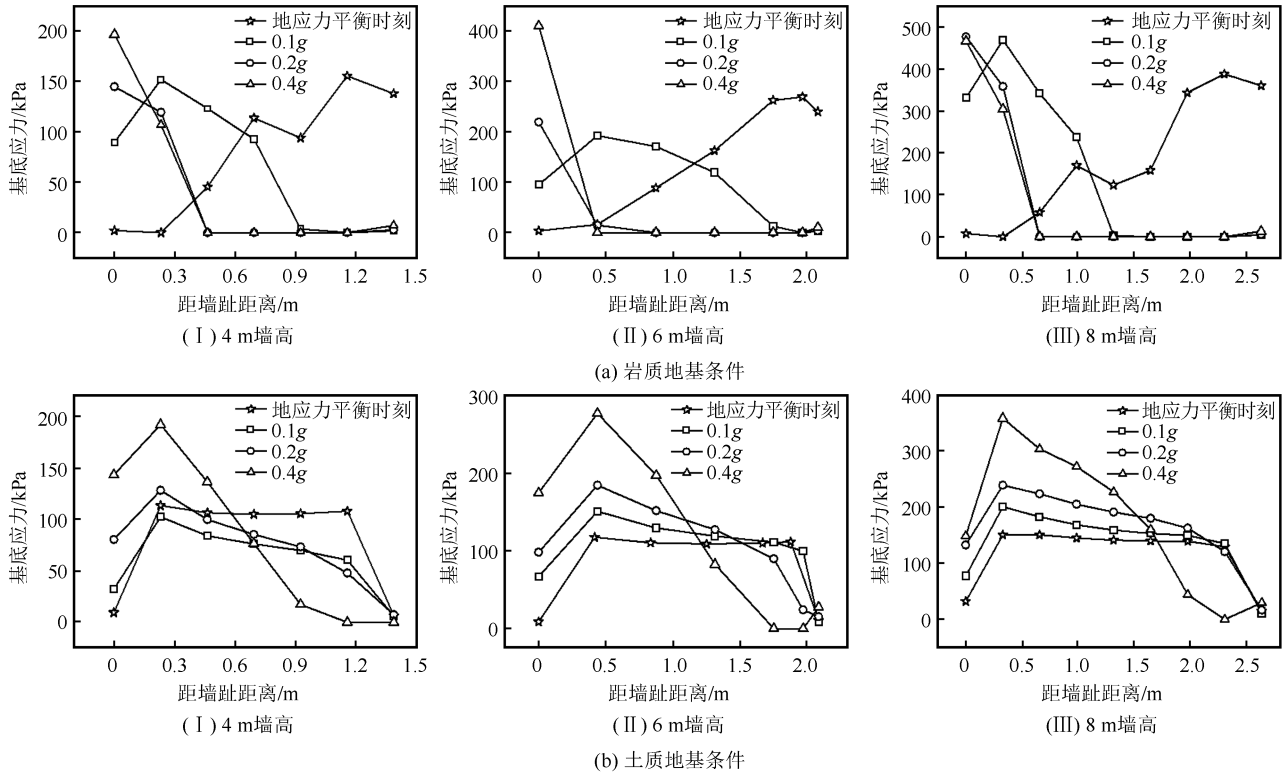


图 6 基底反力分布情况

Fig.6 Distribution of contact pressure beneath foundation

趾附近达到最大,至距墙趾 $1/5B \sim 1/3B$ 处锐减至 0,且挡墙高度越大,墙趾处反力集中情况更为明显。

(2) 土质地基条件下,静力工况时基底反力呈两侧应力较小而中部较大的梯形分布,小、中震时逐渐向偏态驼峰形分布变化,大震作用下因挡墙外倾程度更大,基底反力在靠近墙趾侧达到峰值点,约 $B/2$ 处减小至 0。基底反力峰值随 PGA 和墙高增加而增大,0.2g 时基底应力峰值约为 0.1g 时的 1.2 倍,0.4g 时较 0.2g 时又增大 1 倍;对于同一墙高,不同 PGA 作用下峰值点出现位置相同。据图 5 挡墙在最不利时刻的位移云图可知,土质地基挡墙基底反力均呈现驼峰分布,这是由于在地震往复作用下,挡土墙绕墙趾和墙踵来回转动,踵、趾点产生较大塑性变形,地基表面会呈现微凸趋势,导致基底中部与挡墙接触位置的基底反力较墙底两侧更大。

由上述分析可得,地基条件与挡墙地震响应密切相关,地基变形直接影响基底反力特征,间接影响土压力大小与分布。总的来看,两种地基条件下的土压力主要存在如下 3 点差异:(1)大震下,岩质地基挡墙的土压力合力和动土压力均小于土质地基挡墙;(2)岩质地基挡墙土压力合力作用点高于土质地基挡墙;(3)大震下岩质地基挡墙墙背土压力小幅减小,土质地基条件下土压力随 PGA 增大而增加。

4 墙-土位移协调与地基变形牵连

已有研究一般从地基对挡墙发挥不同嵌固作用的角度来解释地基条件对土压力大小的影响,用土质地基挡墙顶部易发生墙-土分离现象来解释合力点位置差异,往往忽略了地基变形与墙后填土运动的牵连性及其对土压力的影响,故讨论挡墙与填土、地基的相互作用应考虑墙-土位移协调性问题,分析地基变形对墙后填土运动的牵连作用。

4.1 墙-土位移协调性

为探究墙-土位移协调对土压力的影响机理,需考察挡墙与填土在接触面同高度处的相对位移。因有限元软件计算中,接触单元需要用罚函数结合侵入量来计算接触作用,直接查询接触单元相对位移会有一定误差,故在距接触面两侧 30 cm 处,沿墙高提取最不利时刻墙身和填土的水平位移(分别表示为 x_Q 、 x_T),分析地震过程中的墙-土位移协调性。

土压力与墙-土相互挤压即墙土位移差 Δx 直接相关,在最不利时刻,挡墙和填土均向临空面运动,在计算模型坐标系下有 $x_Q < 0$, $x_T < 0$,且当 $\Delta x = x_Q - x_T > 0$ 时,墙体位移小于土体位移,土对墙发生追挤作用,对应于“主动”状态。

绘制挡墙-填土的位移差值曲线如图 7 所示,

Δx 均在 ± 1 mm 范围内。两种地基条件下,除墙底和墙顶处挡墙与填土发生局部微小脱离外,墙-土位

移差 Δx 均为正且随 PGA 和墙高的增大而增加,体现了墙-土间的贴合程度变化。

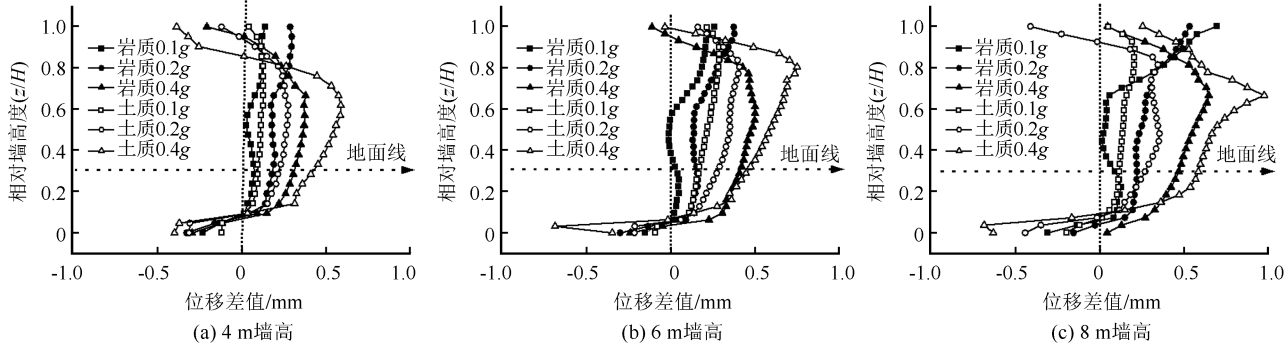


图7 墙-土位移差值随高程变化曲线

Fig.7 Curve of wall-soil displacement difference versus elevation

可以看出,岩质地基条件下的墙-土位移差 Δx 小于土质地基条件,如 $PGA=0.4g$ 时土质地基条件下的位移差峰值约为岩质地基的 1.5 倍,与土压力差值倍数基本一致,说明土质地基挡墙的墙-土相互挤压程度更大,土压力合力和动土压力均大于岩质地基挡墙。

4.2 地基变形对填土位移的牵连作用

由图7的墙-土位移放大表示可看出,地基条件对挡墙结构在地震作用下的变形模式影响显著。在最不利时刻,岩质地基条件下地基、挡墙和填土的变形均较小,而土质地基条件下地基变形较大,挡墙和填土朝外转动程度更为突出,因此地基变形不仅影响墙身的位移,对墙背填土的位移和运动也有一定的牵连作用。

地基竖向变形与墙背填土横向位移间的相关性可体现地基变形牵连作用,提取最不利时刻沿墙底

的基底竖向位移曲线和沿墙背的填土水平位移曲线分别如图8、图9所示。

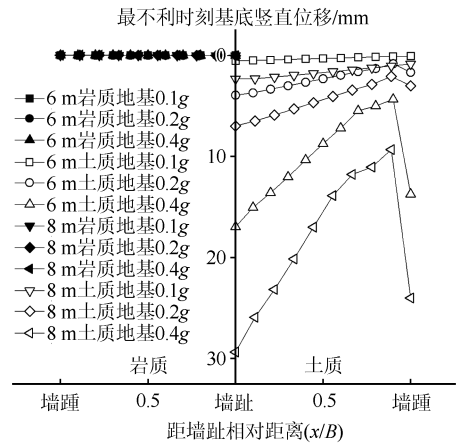


图8 基底面竖向位移

Fig.8 Vertical displacement of the foundation surface

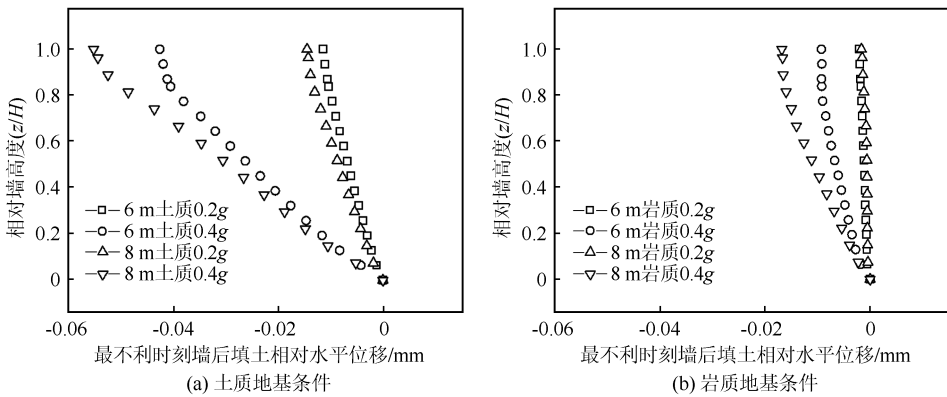


图9 墙背填土水平位移

Fig.9 Horizontal displacement of the backfill behind wall

可见,土质地基条件下,在最不利时刻墙底与地基接触面在墙趾、墙踵处均存在明显竖向变形且墙趾处更明显。由于墙后填土和地基均为互相联系、

相互影响的变形体,挡墙基底的不均匀变形使墙后土体朝向挡墙发生一定的附加倾斜转动,体现了地基-填土变形的牵连作用。

岩质地基在地震作用下的竖向变形非常小,限制了挡墙位移,墙后填土外倾程度也较土质地基挡墙轻微,大震时仅为土质地基墙后填土外倾角的 1/5,地基与填土不发生牵连变形,墙-土相对运动的模式取决于挡墙和填土在地震下的单独响应。

地基变形对墙后填土的牵连作用可类比基坑底部受力变形牵涉到基坑边壁的变形模式。在最不利时刻,挡墙朝前转动,基底地基面受到靠近墙趾的偏心倾斜压力,可分解为一竖直偏心力和一水平力 F_x , 竖向偏心力再分解为作用于基底中心的一垂直

力 F_y 和一逆时针附加弯矩 M_y , 水平力 F_x 则是墙体传递到基底中心的水平荷载。由弹性半空间理论可知,地基在这三种作用影响下产生的变形均对墙背填土的水平运动产生牵连作用。如图 10 所示,取地基和填土整体为隔离体进行受力分析:

(1) 由 Boussinesq 竖向位移解可知,在垂直力 F_y 作用下,距力作用范围越远,竖向位移 w 越小。因此,挡墙基底下方地基面下凹,趾、踵处地基下沉量大于填土下方地基面,产生“沉降盆”现象,带动墙背填土朝挡墙方向发生转动。

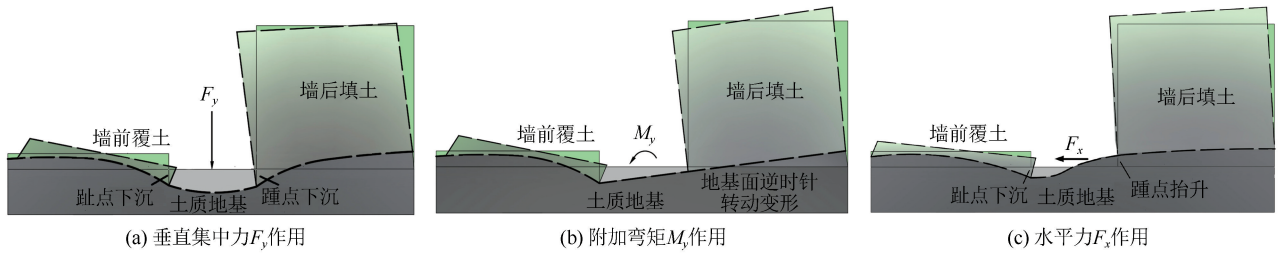


图 10 基底变形对填土水平变形牵连作用

Fig.10 Effect of base deformation on the horizontal deformation of backfill

(2) 附加弯矩 M_y 引起地基面产生逆时针转动,墙后填土下方地基面向上倾斜,使填土产生朝向挡墙侧的逆时针转动。

(3) 由弹性力学 Cerutti 竖向位移解可知,水平力 F_x 使作用点左右两侧产生方向相反的竖向位移,位移大小与作用点距离的倒数正相关,因此墙底地基面产生右侧抬升、左侧下沉的变形模式,亦引起填土绕墙踵处朝挡墙转动。

三种模式的地基变形共同牵连墙后填土朝挡墙转动,导致在地震作用下,土质地基挡墙填土更易跟随挡墙产生协调运动,土压力随 PGA 增大而增加;而岩质地基挡墙因地基变形不明显,地基-填土的牵连性及墙-土间位移协调性均较弱,土压力合力及动土压力小于土质地基挡墙。

5 考虑地基条件和 PGA 的墙高限值

不同地震量级作用、不同地基刚度条件下挡墙墙背土压力大小、基底反力分布及变形模式均有所差异,抗震分析中应同时考虑。为得到地基条件和加速度峰值双因素控制下的墙高限值,根据规范对不同地震工况下的挡墙进行稳定性验算和地基强度验算。稳定性验算采用极限平衡法检算抗滑动稳定性和抗倾覆稳定性,地基验算采用分项安全系数的极

限状态法,暂只考虑基底地基承载强度和偏心距。

5.1 稳定性验算

滑动稳定安全系数 K_c 与地震土压力、墙身地震惯性力和地基摩擦系数、基底面倾斜角有关;倾覆稳定安全系数 K_0 与稳定力系和倾覆力系有关。挡土墙沿基础底面的 K_c 不应小于 1.1, K_0 不应小于 1.3。提取四种地基条件下最危险时刻各响应特征的有限元数据,得出地震条件下各工况的稳定系数(表 3),同时采用理正软件得到拟静力法稳定系数(表 4)。由表 3、4 可知:

表 3 有限元计算的地基稳定性系数

Table 3 Foundation stability coefficient calculated by the finite element method

墙高	地基	PGA=0.1g		PGA=0.2g		PGA=0.4g	
		K_c	K_0	K_c	K_0	K_c	K_0
4 m	硬质岩	2.70	1.60	1.90	1.19	1.66	1.67
	软质岩	2.02	1.87	1.75	1.31	1.42	1.72
	碎石土	2.16	2.53	1.56	2.72	0.81	2.09
	砂质黏土	1.79	2.02	1.15	1.95	0.86	1.96
6 m	硬质岩	2.58	1.59	1.59	1.15	1.62	1.51
	软质岩	2.29	1.51	1.56	1.13	1.43	1.25
	碎石土	1.87	2.30	1.56	2.48	0.97	1.91
	砂质黏土	1.84	2.23	1.40	2.24	1.03	1.86
8 m	硬质岩	2.17	1.31	1.80	1.18	3.05	1.99
	软质岩	1.92	1.30	1.69	1.14	1.22	1.59
	碎石土	1.80	2.15	1.43	2.08	0.82	2.66
	砂质黏土	1.75	2.24	1.29	2.36	0.96	1.75

表4 拟静力法计算的地基稳定性系数

Table 4 Foundation stability coefficient calculated by the quasi-static method

墙高	地基	PGA=0.1g		PGA=0.2g		PGA=0.4g	
		K_c	K_0	K_c	K_0	K_c	K_0
4 m	硬质岩	6.56	3.59	4.42	2.89	3.05	2.30
	软质岩	5.63	3.59	3.79	2.89	2.61	2.30
	碎石土	4.68	3.59	3.16	2.89	2.18	2.30
	砂质黏土	3.75	3.59	2.52	2.89	1.73	2.30
6 m	硬质岩	6.95	3.56	4.60	2.85	3.14	2.27
	软质岩	5.95	3.56	3.95	2.85	2.69	2.27
	碎石土	4.97	3.56	3.29	2.85	2.24	2.27
	砂质黏土	3.87	3.56	2.64	2.85	1.80	2.27
8 m	硬质岩	6.27	3.29	4.28	2.65	2.97	2.12
	软质岩	5.38	3.29	3.68	2.65	2.55	2.12
	碎石土	4.48	3.29	3.06	2.65	2.12	2.12
	砂质黏土	3.58	3.29	2.45	2.65	1.67	2.12

(1) PGA=0.1g 和 0.2g 作用下,四种地基条件挡墙均可通过抗滑动验算;PGA=0.4g 时,岩质地基(硬质岩、软质岩)挡墙满足抗滑动检算,土质地基(碎石土、砂质黏土)条件下 K_c 均小于 1,处于失稳状态。因此,土质地基挡墙较岩质地基挡墙更易发生滑移破坏。

(2) 土质地基挡墙抗倾覆系数大于岩质地基。除硬质岩、软质岩地基挡墙在 PGA=0.2g 时 K_0 略小于 1.3 外(但均大于 1),其余工况均能通过抗倾覆验算。

(3) 拟静力法得出的 K_c 明显大于有限元动力计算结果,前者约为后者的 1.7~3 倍;拟静力法得出的 K_0 也略大于有限元动力计算结果,差异随墙高增加和 PGA 增大逐渐减小。因此,用动力计算结果的稳定性系数进行墙高限值分析较拟静力法更为严格。

5.2 地基强度验算

地基强度验算包括偏心距和基底压应力验算,《铁路路基支挡结构设计规范》^[23] 规定硬质岩、软质岩地基允许偏心距 $[e]$ 分别为 $B/3$ 、 $B/4$,两种土质地基允许偏心距 $[e]=B/5$ 。提取基底应力数据计算得到作用点偏心距 e 并与允许值进行对比,检算结果如表 5 所列。由表 5 可知:

(1) 最不利时刻岩质地基挡墙绕墙趾转动,偏心距较土质地基大幅增加。硬、软质岩地基条件偏心距几乎相等,碎石土地基下墙底偏心距略大于砂质黏土地基。

(2) 两种岩质地基挡墙除墙高 $H < 8$ m、PGA=0.1g 作用时的墙底偏心距能满足要求外,其余工

况均存在基底脱空导致偏心距超限的情况;土质地基墙底受力较为均匀,仅 PGA=0.4g 时挡墙在墙踵附近仍会与地基脱离,产生较大偏心距,从而不满足检算要求。

表5 地基强度验算

Table 5 Calculation of foundation strength

墙高	地基	PGA=0.1g		PGA=0.2g		PGA=0.4g	
		e/B	δ_{\max}	e/B	δ_{\max}	e/B	δ_{\max}
4 m	硬质岩	0.22	89.42	0.38	189.06	0.39	247.87
	软质岩	0.20	81.51	0.38	172.12	0.39	221.69
	碎石土	0.08	46.86	0.20	88.33	0.29	200.30
	砂质黏土	0.02	32.29	0.12	80.33	0.29	173.66
6 m	硬质岩	0.15	95.42	0.43	248.42	0.43	532.76
	软质岩	0.14	85.01	0.40	202.03	0.44	517.44
	碎石土	0.05	58.05	0.15	79.78	0.28	324.25
	砂质黏土	0.03	67.09	0.09	98.19	0.25	295.40
8 m	硬质岩	0.30	322.28	0.41	494.01	0.41	531.17
	软质岩	0.29	295.6	0.42	478.97	0.42	524.54
	碎石土	0.05	111.44	0.15	147.4	0.26	468.64
	砂质黏土	0.04	77.84	0.09	133.05	0.25	420.75

实际情况中,偏心距超过限值会产生基底应力重分布,因此偏心距可不作为控制岩质地基挡墙墙高的条件之一。将基底应力修正后得到挡墙趾部压应力 δ_{\max} 列于表 5,以进行地基承载力验算,得到四种地基的抗震容许承载力分别为 2 400 kPa、1 800 kPa、1 000 kPa、500 kPa。可看出,在三种 PGA 地震作用下各地基条件、各墙高挡墙的墙趾压应力均能满足要求。

5.3 外倾角验算及墙高限值建议

墙顶位移及外倾角是挡墙地震响应中最易获得且最直观的物理量,常用来判断挡墙是否会产生过大变形以致影响正常使用。

外倾角分为地震过程中最大外倾角和震后残余外倾角。地震过程中的外倾角限值可参考《铁路路基支挡结构设计规范》^[23] 中采用的 $1/100H$,即外倾角应小于 $1/100$ 。一般情况下,震后残余位移较地震过程中有所减小,残余工况外倾角限值宜小于动力工况。对于刚性挡土墙,墙顶位移为墙高的 $1/1\ 000 \sim 4/1\ 000$ 时可达主动极限状态,因此选中值 $2/1\ 000$ 作为残余外倾角限值。

提取两种时刻墙顶外倾角与相应限值进行对比可知,地震作用较小时(PGA=0.1g、0.2g),外倾角均满足要求,地震作用较大时,不同地基挡墙外倾程度差异性较大。故以 PGA=0.4g 时为例,将三种墙高挡墙在不同地基形式下的外倾角绘于图 11。

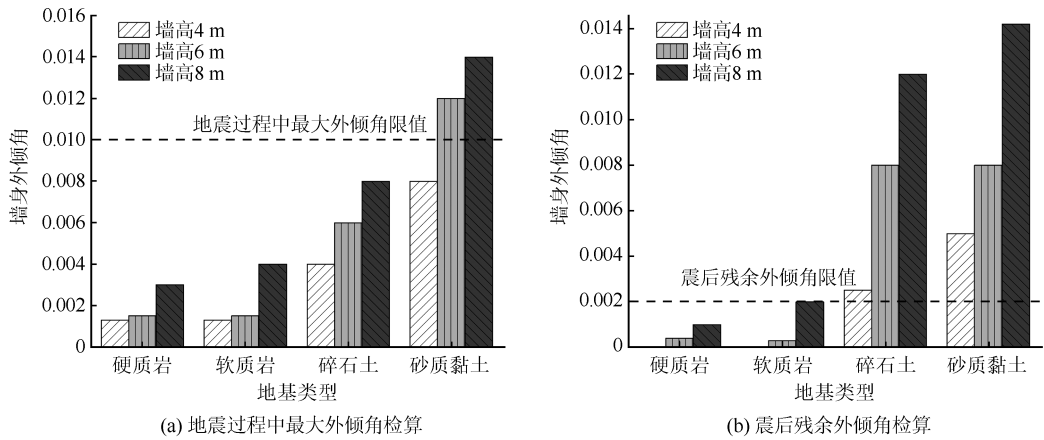


图 11 外倾角检算结果 (PGA=0.4g)

Fig.11 Calculation results of inclination angle (PGA=0.4g)

由图 11 可知,两种外倾角均随地基刚度降低而有所增长。地震过程中最大外倾角检算中,PGA=0.4g 时仅砂质黏土地基挡墙在墙高为 6 m、8 m 时超限;因残余外倾角允许值降至 2/1 000,碎石土、砂质黏土两种土质地基挡墙在墙高 4 m 时已不满足要求,软质岩地基挡墙墙高为 8 m 时残余外倾角可能超出限值。

参照以上各项检算结果可得,三种地震量级作用下的地震过程中最不利时刻,两种岩质地基挡墙均能满足稳定性、外倾角验算,硬质岩地基仰斜式挡墙墙高可设至 8 m。PGA=0.4g 时软质岩地基条件下墙高为 8 m 的挡墙因震后残余外倾超限,其允许墙高宜降为 6 m。碎石土、砂质黏土地基挡墙在 PGA=0.1g 和 0.2g 时满足各项检算要求,PGA=0.4g 时因抗滑动稳定性、偏心距、两种外倾角均不满足要求,墙高应限制为小于 4 m。

赵静等^[24]利用拟静力法对汶川地震中一墙高为 5.5 m 的土质地基仰斜挡墙进行验算,发现其偏心距和抗滑动系数不满足要求,与本文验算结果一致,且由于动力计算较拟静力计算更为严格,大震下土质地基动力计算限值墙高由 5.5 m 降为 4 m。因此,根据稳定性、地基强度、外倾角检算结果,基于地震峰值加速度对四种地基条件仰斜式挡土墙墙高限值进行细化,得到如表 6 所列的建议值。

表 6 仰斜式挡墙抗震设计墙高限值建议

Table 6 Limit value of wall height in the seismic design of inclined retaining wall

PGA	墙高限值/m			
	硬质岩	软质岩	碎石土	砂质黏土
0.1g	8	8	8	8
0.2g	8	8	8	8
0.4g	8	6	<4	<4

6 结论

针对岩质和土质两种典型地基条件,分别建立墙高 4 m、6 m、8 m 的仰斜式挡墙数值计算模型,以墙顶主动外倾最大时刻为最危险状态,分析挡墙在不同峰值加速度作用下的墙后土压力特征和基底反力变化规律,讨论了不同地基条件的墙-土位移协调性与地基变形牵连作用对地震土压力的影响机制,对挡土墙进行安全性验算并提出墙高限值建议,得出如下结论:

(1) 岩质地基条件下,仰斜式挡土墙墙背动土压力分布呈外“凸”形,峰值点位于 0.5H~0.7H,PGA=0.4g 时动峰值和合力较 0.2g 时有所减小。土质地基挡墙因存在墙顶局部墙-土脱离,动土压力呈现墙顶为 0、墙底最大的近似线性分布,土压力随 PGA 增大而增加。

(2) 岩质地基挡墙在小震时墙底中部反力最大;中、大震时,挡墙在墙踵处与地基脱离并绕墙趾转动,墙趾出现应力集中。地震作用下,土质地基挡墙趾、踵点反复转动碾压,使地基两端较中部下沉明显,基底压力均呈驼峰形分布。

(3) 岩质地基挡墙大震下的土压力较中震时有小幅减小,土质地基挡墙墙背土压力则随 PGA 增加而增大;土质地基变形引起墙后填土产生牵连作用,使其跟随墙背运动,与挡墙紧密挤压,因此在大震下土质地基挡墙土压力大于岩质地基挡墙。

(4) 参考稳定性和地基强度检算结果,以最不利时刻和震后残余外倾角作为墙高约束条件,提出在 PGA<0.4g 时,硬质岩、软质岩、碎石土、砂质黏土四种地基条件仰斜式挡墙墙高均可大于 8 m,PGA>0.4g 时随地基刚度降低,允许墙高分别为

8 m、6 m、<4 m、<4 m 的限值建议。

参考文献(References)

- [1] MONONOBE N, MATSUO H. On the determination of soil pressure during earthquakes [C]//Proceedings of the 6th World Engineering Congress. Tokyo: [s.n.]. 1929: 177-185.
- [2] STEEDMAN R S, ZENG X. The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall[J]. Géotechnique, 1990, 40(1): 103-112.
- [3] SEED H, WHITMAN R V. Design of earth retaining structures for dynamic loads[C]//Proceedings of ASCE Specialty Conference on Lateral Stress in the Ground and Design of Earth Retaining Structures. New York: ASCE, 1970: 103-147.
- [4] 卢坤林, 杨扬, 朱大勇, 等. 考虑土拱效应的挡土墙地震土压力及其分布[J]. 水电能源科学, 2010, 28(5): 65-68.
LU Kunlin, YANG Yang, ZHU Dayong, et al. Seismic earth pressure on retaining wall considering soil arching effects and its distribution[J]. Water Resources and Power, 2010, 28(5): 65-68.
- [5] 林宇亮, 杨果林, 赵炼恒, 等. 地震动土压力水平层分析法[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(12): 2581-2591.
LIN Yuliang, YANG Guolin, ZHAO Lianheng, et al. Horizontal slices analysis method for seismic earth pressure calculation [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(12): 2581-2591.
- [6] 周晓岩, 陶夏新, 陈学良. 重力式挡土结构水平地震作用沿高度的分布[C]//全国首届防震减灾工程学术研讨会论文集. 北京: 科学出版社, 2004: 209-214.
ZHOU Xiaoyan, TAO Xiaxin, CHEN Xueliang. Distribution of horizontal seismic action along height of gravity retaining structure[C]//Proceedings of the 1th National Symposium on Disaster Prevention and Reduction Engineering. Beijing: Science Press, 2004: 209-214.
- [7] 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.
- [8] 焦方辉, 姚令侃, 蒋良淮, 等. 岩石场地重力式挡土墙地震土压力振动台实验研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2011, 31(3): 316-322.
JIAO Fanghui, YAO Lingkan, JIANG Liangwei, et al. Shaking table model experimental study on seismic soil pressure of GRW on rock site[J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2011, 31(3): 316-322.
- [9] 杨冬, 姚令侃, 蒋良淮. 土质场地重力式挡土墙地震土压力振动台实验研究[J]. 防灾减灾学报, 2011, 27(1): 8-16.
YANG Dong, YAO Lingkan, JIANG Liangwei. Experimental study of seismic earth pressure of GRW on soil site[J]. Journal of Disaster Prevention and Reduction, 2011, 27(1): 8-16.
- [10] 曲宏略, 张建经. 地基条件对挡土墙地震土压力影响的振动台试验研究[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(7): 1227-1233.
QU Honglue, ZHANG Jianjing. Shaking table tests on influence of site conditions on seismic earth pressures of retaining wall[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012, 34(7): 1227-1233.
- [11] RICHARDS R Jr, ELMS D G. Seismic behavior of gravity retaining walls[J]. Journal of the Geotechnical Engineering Division, 1979, 105(4): 449-464.
- [12] SARMA S K, IOSSFELIS I S. Seismic bearing capacity factors of shallow strip footings[J]. Géotechnique, 1990, 40(2): 265-273.
- [13] 谢伟, 蒋良淮, 罗强. 重力式挡土墙地基抗震承载力探讨[J]. 地震工程与工程振动, 2020, 40(1): 196-204.
XIE Wei, JIANG Liangwei, LUO Qiang. Discussion on seismic bearing capacity of gravity retaining wall's foundation [J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2020, 40(1): 196-204.
- [14] 薛殿基, 冯仲林. 挡土墙设计实用手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008.
XUE Dianji, FENG Zhonglin. Practical handbook of retaining wall design [M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008.
- [15] 夏智翼. 仰斜式挡土墙稳定数值计算及影响因素分析[D]. 郑州: 郑州大学, 2012.
XIA Zhiyi. Numerical calculation of stability of inclined retaining wall and analysis of influencing factors[D]. Zhengzhou: Zhengzhou University, 2012.
- [16] 牛晨亮. 仰斜式挡土墙影响因素的敏感度分析[J]. 路基工程, 2018(5): 55-58.
NIU Chenliang. Analysis on sensitivity of influencing factors on oblique retaining wall[J]. Subgrade Engineering, 2018(5): 55-58.
- [17] 中华人民共和国建设部. 铁路工程抗震设计规范: GB 50111—2006[S]. 北京: 中国计划出版社, 2006.
Ministry of Construction of the People's Republic of China. Code for seismic design of railway engineering: GB 50111—2006[S]. Beijing: China Planning Press, 2006.
- [18] 中华人民共和国交通运输部. 公路工程抗震规范: JTG B02—2013[S]. 北京: 人民交通出版社, 2014.
Ministry of Transport of the People's Republic of China. Specification of seismic design for highway engineering: JTG B02—2013[S]. Beijing: China Communications Press, 2014.
- [19] 邱燕玲, 姚令侃, 秦伟. 汶川地震路基挡墙震害特征分析[J]. 重庆交通大学学报(自然科学版), 2010, 29(4): 576-581.
QIU Yanling, YAO Lingkan, QIN Wei. Characteristic analysis of the damaged retaining wall in Wenchuan earthquake[J]. Journal of Chongqing Jiaotong University (Natural Sciences), 2010, 29(4): 576-581.
- [20] 朱宏伟. 路基支挡结构地震动力响应及抗震设计改进技术研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2014.
ZHU Hongwei. Study on seismic dynamic response of subgrade retaining structure and improvement technology of seismic design [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2014.

