

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.20221115003

重力式挡土墙抗震稳定性检算最不利状态 选取探讨*

张瀚文^{1,2}, 蒋良淮^{1,2}, 杜美玲^{1,2}, 葛学军³, 杨芸^{1,2}

(1. 西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031; 2. 西南交通大学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: 重力式挡土墙整体稳定性检算最不利状态选取对抗震设计有重要影响。针对加速度峰值、墙身外倾峰值、墙顶位移峰值三种典型挡墙抗震危险时刻以及常用“土压力峰值时刻包络”取值方法,以振动台模型试验揭示地震土压力取值结果差异性,基于重力式挡土墙ABAQUS有限元模型地震响应计算,分析各危险时刻墙背土压力取值及整体稳定性检算结果差异,提出抗震稳定性检算最不利状态建议。结果表明:(1)随地面峰值加速度和墙高增加,三种危险时刻地震土压力均呈现从非线性分布向近似正三角图式转化,合力及作用点高度整体上较现行抗震规范分别大49%和18%;(2)峰值包络法因不能反映墙-土运动主/被动状态和地震动传导时延特征,致使墙顶附近土压力取值结果过大,地震土压力合力较危险时刻大一倍且作用点偏高约25%;(3)墙身外倾峰值危险时刻的抗滑移稳定系数较其余两种危险时刻偏小14%~33%,且随地面峰值加速度增大反映出更明显的衰减敏感性,以此作为抗震稳定性检算最不利状态有利于结构安全与经济协调。

关键词: 重力式挡土墙; 抗震设计; 整体稳定性; 最不利状态; 有限元分析

中图分类号: TU443 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2024)02-0372-09

Exploration on Selection of the Most Unfavorable State for Seismic Stability Calculation of Gravity Retaining Walls

ZHANG Hanwen^{1,2}, JIANG Liangwei^{1,2}, DU Meiling^{1,2}, GE Xuejun³, YANG Yun^{1,2}

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

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

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

Abstract: The selection of the most unfavorable state in the overall stability calculation of gravity retaining walls has an important influence on seismic design. Shaking table model tests were used to reveal the differences in seismic earth pressure values at three critical seismic moments for retaining walls, namely, peak acceleration, peak outward rotation of the wall, and peak displacement at the top of the wall. Also, an evaluation of the envelope method, commonly used to select values at the peak earth pressure moment, was conducted. Based on the seismic response calculations of gravity retain-

* 收稿日期:2022-11-15;修回日期:2023-01-13

基金项目:国家自然科学基金项目(52078435)资助

作者简介:张瀚文(1998—),男,硕士研究生。主要从事路基支挡结构抗震研究。E-mail:1016171974@qq.com

通讯作者:蒋良淮(1974—),男,副教授,博士。主要从事支挡结构工程方面的研究。

E-mail:jiangliangwei@home.swjtu.edu.cn

ing walls by the ABAQUS finite element model, the differences in earth pressure values at the back of the wall and the overall stability calculation results at each critical moment were analyzed, and the most unfavorable state in seismic stability calculation was proposed. Research showed that: (1) With the increase of peak ground acceleration and wall height, the seismic earth pressure at the three critical moments all showed a transition from a non-linear distribution to an approximately equilateral triangular pattern. The combined earth pressure and the height of its action point were, on average, 49% and 18% greater, respectively, than those in the current seismic design codes. (2) Due to the inability of peak envelope method to reflect the active/passive state of wall-soil motion and the seismic wave propagation delay, the earth pressure values near the top of the wall were overly high, and the combined seismic earth pressure was twice as large as that at the critical moments, with the action point about 25% higher. (3) The anti-slide stability coefficient at the moment of peak wall outward rotation was 14%~33% smaller than the other two, and the sensitivity to attenuation was more obvious with the increase of peak ground acceleration. Therefore, selecting the critical moment of peak wall outward rotation as the most unfavorable state in seismic stability calculation is deemed to achieve a balance between structural safety and cost-effectiveness.

Keywords: gravity retaining wall; seismic design; overall stability; the most unfavorable state; finite element analysis

0 引言

地震作用下挡墙整体稳定性对生命线工程安全通畅有重要意义。汶川地震震害表明,重力式挡墙的破坏数量占各类型挡土墙总数的97%,挡墙震害形式大多以整体滑移、墙身外倾的整体稳定性问题为主^[1-3],其中土质地基条件下的占比为近60%,因此重力式挡墙的整体稳定性检算是抗震设计的首要问题。

目前常用的支挡工程抗震分析方法主要包括拟静力法和动力时程法。拟静力分析法^[4-5]基于Coulomb土压力公式,将地震作用转化为惯性力作用于滑动土楔体和墙身,并认为地震土压力呈线性分布,作用点位于距墙底1/3墙高处。因受制于静力学假定条件,拟静力法难以完全反映地震作用与墙-土结构特性之间的关系^[6]。

动力时程分析法能够得到地震过程中结构受力和变形状态随时间的变化响应,广泛应用于挡墙抗震研究。周材栋^[8]结合ANSYS有限元计算和振动台模型试验结果,认为地震土压力峰值近似呈上下大、中间小的“C”形分布,作用点远高于抗震规范法^[4]的 $H/3$ 。秦伟等^[9]以FLAC^{3D}动力数值计算,得出墙高 $<12\text{ m}$ 条件下岩质地基挡墙地震土压力随地面峰值加速度(PGA)增加呈线性增长。刘小浪等^[10]应用FLAC^{3D}软件分析加速度和土压力强度时

程曲线,提取各高程测点地震土压力峰值时刻所对应的墙背土压力分布与不考虑时程变化的现行规范^[4]进行比较,认为当 $PGA>0.2g$ 时,规范计算值^[4]小于数值模拟结果,可能不满足抗滑和抗倾覆稳定性的要求。

上述研究主要利用土压力结果,但对伴生的位移因素影响未深入考虑,较多已有研究采用对各高程土压应力时程峰值并沿高程连线的包络方法^[2,8](文中简称“峰值包络法”)确定地震土压力。但由于动力响应是时间过程,地震土压力分布、合力及作用点是抗震设计检算的基础,墙背各高程地震土压力峰值不一定在同一时刻发生(即受力共时性问题),此外由于地震的无规律往复运动,挡墙和土体间的位移模式对地震土压力的取值具有不可忽略的影响,单纯以土压力峰值角度实际仍难以厘清墙-土运动的主、被动状态,前述研究中对受力共时性和主/被动状态问题未能全面考虑。左得奇等^[11]通过建立三维数值计算模型,研究了桩板结构动力响应中位移及内力最不利状态代表值取定方法,认为基于桩土位移状态确定的结构最不利时刻更有意义,提出当土和桩均向坡面外运动至最大时作为最危险状态。而挡墙位移有平动和转动之分,张建经等^[1,12]提出了挡墙转动、平动和转动平动组合的典型位移模式。因此有必要结合墙体位移方向、墙身转动大小等因素对挡墙抗震整体稳定性进行深入研究,并从中选取最不利状态应用于挡墙抗震

设计。

论文针对振动台试验结果揭示的不同危险时刻与峰值包络法土压力分布间的差异性,开展不同墙高和PGA地震作用下土质地基重力式挡墙ABAQUS有限元模拟分析,对比研究危险时刻选取对土压力合力取值和整体稳定性检算结果的影响,根据抗震稳定性系数随PGA的变化特征,提出以墙身外倾峰值为抗震稳定性检算最不利状态的建议。

1 挡墙抗震危险时刻与土压力取值

1.1 挡墙抗震典型危险时刻

由于地震波造成地面无规律往复运动以及墙身-土体的惯性、柔度不同,挡墙和填土的位移、速度、加速度有较大差异,当墙身-土体“紧密结合”,土压力增大;墙身-土体“分离”,土压力减小^[10]。在挡墙抗震危险时段,墙-土朝外运动或惯性力指向临空面。

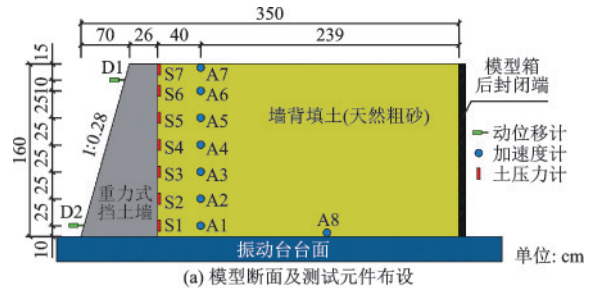
文献[1,12]通过汶川地震实震调查,提出支挡结构抗震设计应考虑位移模式的影响,随后以平动、转动及平动转动组合的位移模式进行了振动台试验,揭示了当 $PGA > 0.2g$ 时,挡墙位移随地震加速度增加显著加大并对地震土压力产生不可忽略的影响现象,提出了挡墙转动、平动和转动平动组合的位移模式;文献[7]强调了地震时程中地震加速度峰值引起的惯性力作用对挡墙土压力的影响不可忽略。因此结合上述研究成果,考虑墙顶位移、墙身外倾大小与地震加速度等因素,选取易发生整体稳定性破坏的如下三种典型危险时刻进行对比分析:(1)“加速度峰值时刻”,此时地震加速度正方向指向填土,墙身及填土所受惯性力最大且方向朝外;(2)“墙身外倾峰值时刻”,此刻墙顶相对墙底的外倾角最大;(3)“墙顶位移峰值时刻”,以地震发生前的墙身位置为基点,此时墙顶向临空面的侧向线位移最大,是墙后填土朝外运动的极限情况。

由于挡墙抗震整体稳定性是基于最不利状态进行检算,针对上述三种典型危险时刻,确定出最不利状态作为重力式挡土墙抗震设计参考依据。

1.2 振动台试验危险时刻土压力取值结果差异性

重力式挡土墙振动台模型试验初步揭示了各危险时刻的地震土压力分布和取值结果差异性。试验模型及测试元件布置如图1所示,重力式挡土

墙墙背直立,墙高1.6 m,墙后填土(天然粗砂)水平。等间距在墙背沿墙高设置动土压力测点S1~S7,墙背填土中对应布置加速度测点A1~A7、台面安设加速度计A8(加速度正向均朝向填土内部),动位移计D1、D2分别位于距墙顶、墙底15 cm和10 cm处。



(b) 振动台模型试验

图1 重力式挡土墙振动台试验模型

Fig.1 Shaking table test model of gravity retaining wall

对于加速度峰值危险时刻,通过提取A8加速度时程正峰值所对应时刻的动土压力计S1~S7实测值并进行连线,得到相应土压力分布图形;墙身外倾峰值危险时刻因墙身转动弧长远小于墙高,以墙顶相对墙底的最大水平动位移时刻,代表墙身出现最大外倾角的时候,即取动位移计D1、D2的差分时程峰值时刻的土压力计实测值进行连线得到土压力分布;同理,墙顶位移峰值危险时刻土压力分布以D1所测挡墙朝向临空面位移峰值时刻对应的土压力计实测值连线得到。三种典型危险时刻与峰值包络法得到的土压力分布曲线如图2所示。

三种危险时刻的土压力取值总体上呈现上下小,中部(0.4H处)大的凸形分布形式,而峰值包络法呈现出迥异的上下大、中间小的“C”形分布,特别是在墙顶和墙底附近土压力取值大幅增加。可以看出,墙背地震土压力取值结果受危险时刻的选取所决定,因此有必要针对三种典型危险时刻的土压

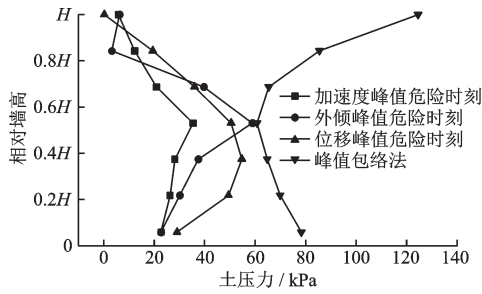


图2 振动台模型试验墙背地震土压力分布

Fig.2 Seismic earth pressure distribution on the back of the wall in shaking model test

力合力及作用点进行分析,通过对比研究,确定出最适合代表挡墙抗震最不利状态的情况。

2 挡土墙地震土压力有限元分析

为克服模型试验条件及墙高尺寸单一的限制进行工况扩展,针对工程常用的4、6、8 m三种墙身高度开展地震有限元数值计算,同时考虑反映PGA

超过0.4g时挡墙地震毁坏率突然增加^[13]的实震状况,采用0.2g、0.4g、0.6g三量级峰值地震加速度加载,对比研究墙背土压力、位移响应,基于不同危险时刻的土压力取值及稳定性检算结果,探讨挡墙抗震最不利状态选取。

2.1 计算模型与参数

以条件简单、使用广泛的墙背直立、墙底水平、埋深1.0 m、墙后填土水平^[14]的土质地基重力式挡墙作为研究对象,建立平面应变ABAQUS有限元动力分析模型(图3)。其中,墙身截面尺寸参考《挡土墙标准设计图集》(04J008挡土墙)^[15]进行初步拟定,为使墙身截面更能反应实际工程情况,利用抗震规范^[4]公式对挡墙的抗震整体稳定性进行检算(表1),结果表明,不同墙高的挡墙满足抗震设计规范要求。土体本构模型采用Mohr-Coulomb准则,墙身视为弹性体,材料参数见表2。有限单元网格尺寸采用0.2 m,小于输入地震波形最大频率对应波长的1/8,满足地震波高频分量精度5%要求^[16]。

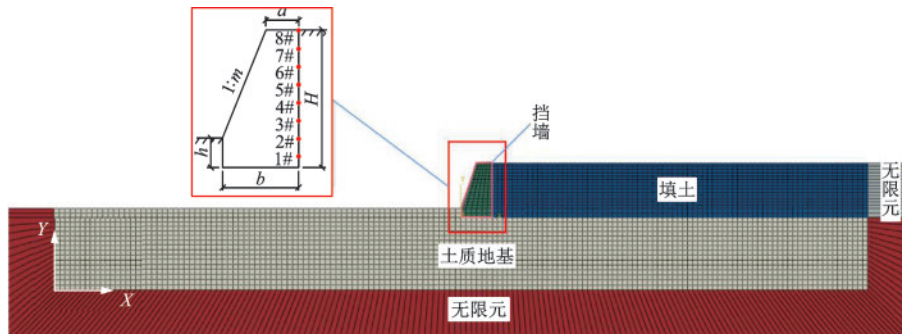


图3 重力式挡土墙有限元模型

Fig.3 Finite element model of gravity retaining wall

表1 有限元墙身尺寸及规范法稳定性系数

Table 1 Dimensions of retaining wall for finite element model (FEM) and overall stability coefficients according to specification method

墙高 H / m	顶宽 a / m	墙面坡度/ 1:m	底宽 b / m	埋深 h / m	$PGA=0.2g$		$PGA=0.4g$		$PGA=0.6g$		
					K_c	K_0	K_c	K_0	K_c	K_0	
4.0	1.4		2.5			1.835	4.563	1.643	4.512	1.429	4.351
6.0	1.8	1:0.34	3.5	1.0	1.717	4.296	1.524	3.849	1.288	2.565	
8.0	2.1		4.5		1.619	4.001	1.443	3.443	1.135	2.133	

由墙底到墙顶均匀布设8个测点(1#~8#),监测地震过程中墙背加速度、位移、地震土压力响应等参数。为避免地震波边界反射,在模型两侧及底部设置厚度5 m的无限元边界,同时计算模型长度大于10倍墙高,以减少边界效应的影响。

为模拟能量在结构振动过程中的不断消耗,选

取Rayleigh阻尼模型,临界黏性阻尼比5%。因前两阶振型对挡土墙动力响应起到决定性作用,经模态分析得到Rayleigh系数 α 、 β ,分别为4 m墙高取0.567 4、0.004 5,6 m墙高取0.622 7、0.004 0,8 m墙高取0.537 6、0.004 6。

加载采用横断山区交通廊道地震安评高烈度

表 2 计算模型材料参数

Table 2 Material parameters for finite element model (FEM)

材料	密度/ ($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	弹性模量/ MPa	泊松比	内摩擦 角/($^{\circ}$)	黏聚力/ kPa
地基	1 950	48	0.3	30	24.5
挡墙	2 600	30 000	0.2	—	—
填土	1 850	38	0.3	30	10

地震波,总时长 45 s。调整 PGA 为 $0.2g$ 、 $0.4g$ 、 $0.6g$ (对应地震烈度 VII、IX、X)^[9,13] 进行分析,为确保模型在地震计算后的位移和速度归零,加载前对输入地震波进行了基线校正。以 $PGA=0.4g$ 为例,加载地震波形如图 4 所示。

针对地震前的静力作用和地震过程动力作用,在计算中设置前后相连的静力分析步和动力分析步。其中,静力分析步在模型边界两侧限制水平位移,底部限制水平和竖向位移,施加地应力使模型在重力作用下达到稳定状态;其后的动力分析步在

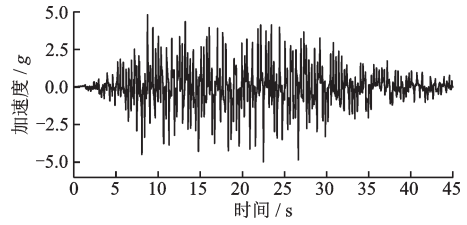


图 4 地震加载波形

Fig.4 Seismic loading waveform

模型底部解除水平位移约束,通过底部输入地震波,模拟实际工况中震动自下而上的传播情况。

2.2 各典型危险时刻地震土压力取值结果

根据第 1.1 和第 1.2 节中对危险时刻的定义和地震土压力取值方法,通过分析计算出三个具有代表性的危险时刻地震土压力分布情况,将三种危险时刻地震土压力分布曲线和土压力峰值包络法取值方式以及铁路公路抗震规范所用拟静力法^[4]结果一并绘制于图 5~7。

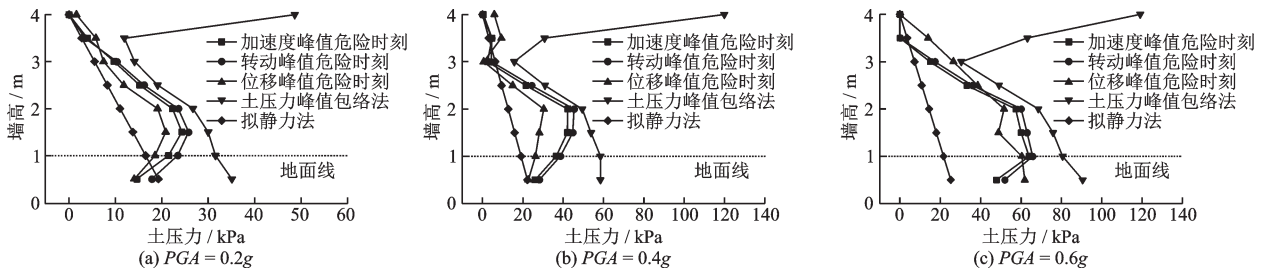


图 5 墙高 4 m 地震土压力取值结果曲线

Fig.5 Seismic earth pressure curves for 4 m high retaining wall

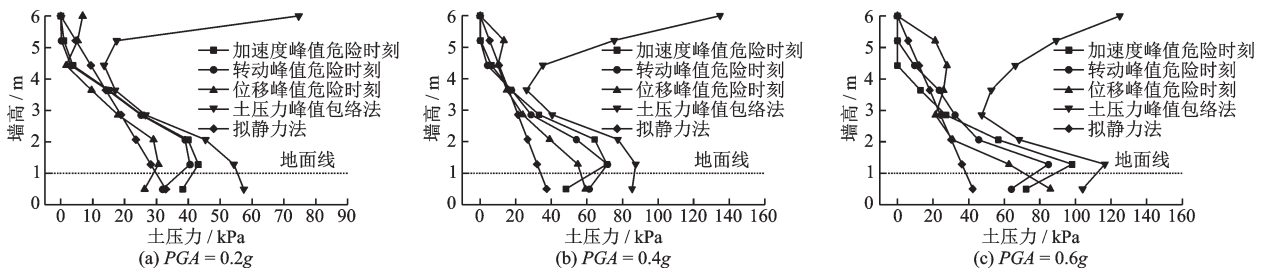


图 6 墙高 6 m 地震土压力取值结果曲线

Fig.6 Seismic earth pressure curves for 6 m high retaining wall

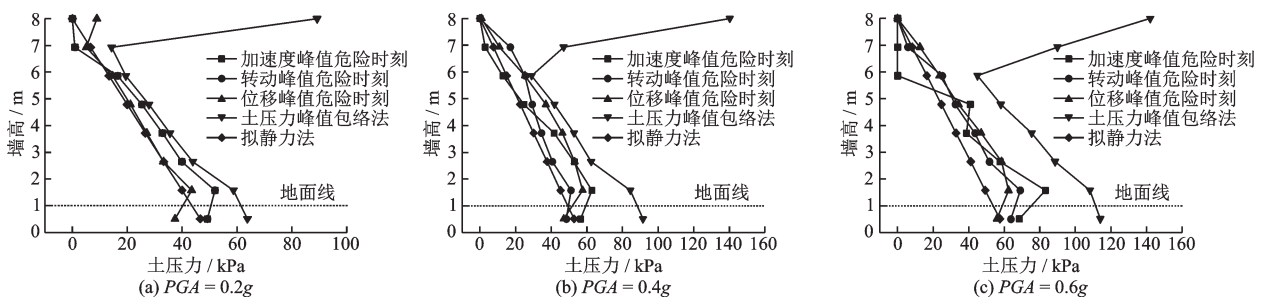


图 7 墙高 8 m 地震土压力取值结果曲线

Fig.7 Seismic earth pressure curves for 8 m high retaining wall

由上述结果可以看出,拟静力法地震土压力偏小,其余四种情况下的土压力分布趋势与振动台模型试验结果(图2)具有相似性,危险时刻土压力近似呈偏态凸形分布,峰值包络法也近似为“C”形分布,验证了计算模型的合理性。加速度峰值时刻、外倾峰值时刻、位移峰值时刻的挡土墙墙背土压力分布形式较为接近,并且随墙高和PGA增加逐渐从偏态凸形分布转化为近似呈正三角。而土压力峰值包络法夸大了墙背实际受力状态,尤其在墙顶附近最为明显,以此为基础所提出的土压力计算模式将偏于保守。

峰值包络法产生土压力取值失真的原因在于无法保证各测点峰值同时性及难以分清墙-土运动主/被动状态。以6m墙高 $PGA=0.6g$ 计算模型为例,提取墙顶1#与墙底8#测点的土压力和位移地震响应时程并绘制于图8。从位移响应时程曲线可以看出,在21.2s时刻,墙底所受土压力最大,此时填土推墙向外运动,即“土推墙”主动状态(图8(a));墙顶所受土压力最大时刻在26.9s,但此时墙顶朝向填土运动,属于“墙推土”的被动状态(图8(b))。两者并非同一时刻发生且不一定对应于墙身朝外运动的危险状态,由此看出土压力合理取值需满足墙-土朝外运动和各高程同瞬响应两项条件,而采用峰值包络法对墙背地震土压力取值会得到过大的土压力结果和较高的作用点位置。

通过沿墙高积分求出上述各工况土压力的合力及作用点相对高度 h/H (表3)。将危险时刻土压力合力与作用点与现行抗震规范^[4]计算结果相比

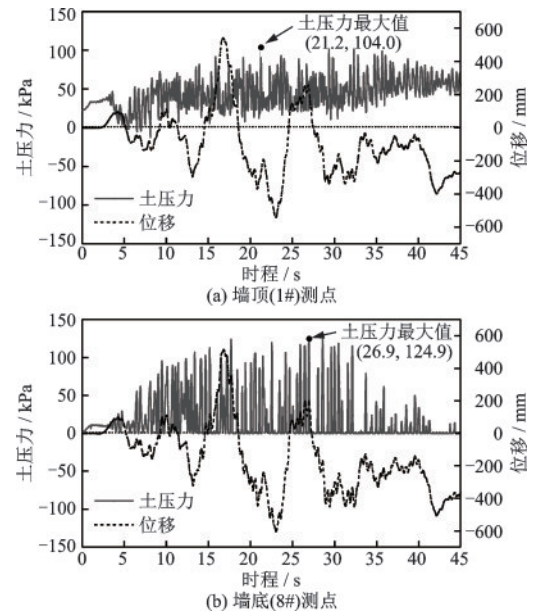


图8 墙顶墙底土压力及位移时程曲线($PGA=0.6g$, $H=6m$)

Fig.8 Pressure and displacement time-history curves at the top and bottom of the wall ($PGA=0.6g$, $H=6m$)

较,在 $PGA=0.2g\sim 0.6g$ 条件下,合力较现行抗震规范^[4]计算结果大34%~61%,作用点高出15%~21%。峰值包络法求得的合力是三种典型危险时刻的2倍左右,加速度峰值时刻、外倾峰值时刻、位移峰值时刻土压力合力之间则有5%~15%左右的差距。在同一PGA条件下,挡墙地震土压力合力随墙高增加而增大,三种典型危险时刻的合力作用点位置变化不大,均处于 $0.38H\sim 0.4H$ ^[17],传统峰值包络方法土压力合力作用点明显上移,位于相对墙高的 $0.48H\sim 0.55H$,比三种典型危险时刻高出近 $0.1H$ 。

表3 墙背地震土压力合力与作用点

Table 3 Seismic earth pressure and action point on the wall back

危险时刻	地震土压力合力E/kN	墙高4m	墙高6m	墙高8m
	相对高度 h/H	0.2g/0.4g/0.6g	0.2g/0.4g/0.6g	0.2g/0.4g/0.6g
加速度峰值	E	46.9/82.9/110.2	120.5/179.8/203.1	195.2/230.9/258.3
	h/H	0.43/0.38/0.38	0.35/0.34/0.30	0.34/0.33/0.30
外倾峰值	E	50.1/76.3/117.2	90.2/143.5/182.4	195.2/230.2/265.3
	h/H	0.43/0.39/0.38	0.38/0.38/0.41	0.34/0.40/0.36
位移峰值	E	41.2/54.9/124.9	114.8/164.5/185.6	173.5/260.4/273.8
	h/H	0.44/0.43/0.43	0.35/0.33/0.34	0.38/0.39/0.38
峰值包络法	E	84.0/158.9/229.9	185.4/347.5/440.1	298.1/474.2/649.5
	h/H	0.53/0.56/0.55	0.47/0.53/0.52	0.48/0.52/0.52

2.3 基底压应力响应

基底压应力是基础底面作用于地基表面接触处的压力,同时也是挡土墙整体稳定性检算中的力系之一。获得三种危险时刻对应的挡墙基底压应力方法与第2.2节类似,数值结果汇总于表4中。

从表中能够得出,在高烈度地震作用下,加速度峰值时刻压应力合力最大;墙身外倾峰值时刻和墙顶位移峰值时刻压应力较小,其中外倾峰值时刻压应力则明显小于其他危险时刻。

3 整体稳定性检算最不利状态选取

3.1 抗震整体稳定性系数随PGA变化特征

挡土墙整体稳定性验算包括抗滑移稳定性 K_c 和抗倾覆稳定性 K_0 两部分。各危险时刻所对应的墙背土压力合力及其作用点、基底压应力与地基摩擦系数、自重和地震动峰值加速度等参数根据《铁路工程抗震设计规范》^[4]挡土墙验算方法进行检算,整体稳定性检算结果如图9所示。

由图9可以看出,三种典型危险时刻整体稳定性系数随PGA增加都表现出了大致相同的非线性衰减形式。其中稳定系数在 $0.2g\sim 0.4g$ 变化段较 $0.4g\sim 0.6g$ 有更大的下降趋势,并且抗滑移稳定性 K_c 比抗倾覆稳定性 K_0 更早地进入小于规范值状态。因此应综合考虑整体稳定性的数值大小及其随PGA变化特性,来确定最不利状态。

3.2 稳定性检算最不利状态选取分析

根据第3.1节计算结果,定义衰减敏感率为 $0.2g\sim 0.4g$ 、 $0.4g\sim 0.6g$ 的整体稳定性系数 K_c 、 K_0 相对降低百分比的平均值。不同危险时刻挡墙整体稳定性系数随墙高、PGA变化见表5。

在设计计算中,要求 K_c 不小于1.1, K_0 不应小于1.3,由表5可以看出,相对于抗滑稳定性,抗倾覆稳

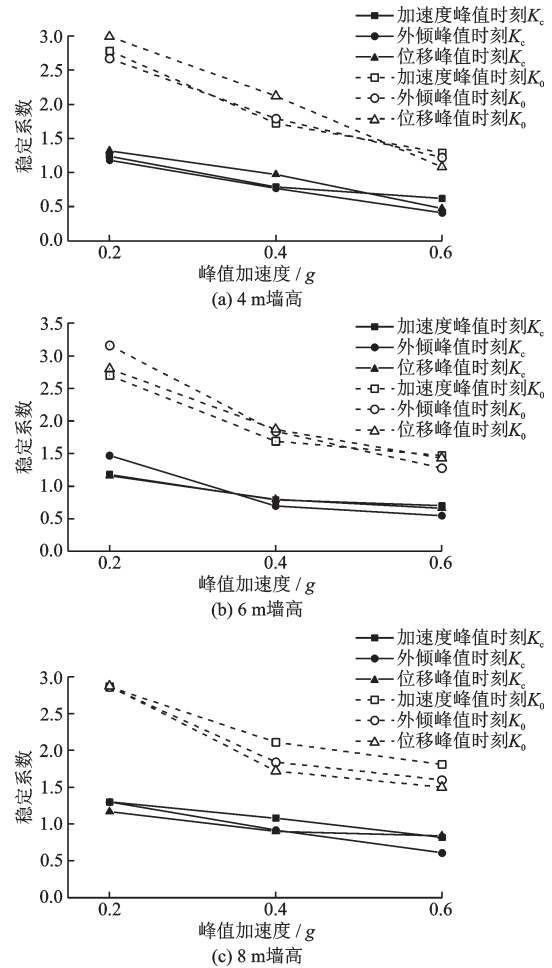


图9 挡墙整体稳定性系数随PGA变化曲线

Fig.9 Overall stability coefficient variation curves with PGA

定性验算更易满足规范要求^[18]。

而在三种危险时刻中,加速度峰值时刻即惯性力峰值时刻的抗滑移、抗倾覆稳定性均最大;墙顶位移峰值时刻的整体稳定性变化趋势和检算结果则基本介于加速度峰值时刻和外倾峰值时刻之间;墙身外倾峰值时刻的抗滑移稳定性 K_c 整体趋势随PGA的增加快速下降,较加速度峰值时刻和位移峰值时刻明显偏小14%~33%,且由表5的衰减敏感率可以看出,随着PGA增加至 $0.6g$,外倾峰值时刻的抗滑移稳定系数衰减程度最大,较其他两种危险

表4 重力式挡土墙基底反力

Table 4 Reaction force at the base of retaining wall

单位:kN

危险时刻	墙高 4 m	墙高 6 m	墙高 8 m
	0.2g/0.4g/0.6g	0.2g/0.4g/0.6g	0.2g/0.4g/0.6g
加速度峰值	192.3/217.2/231.2	432.1/467.6/507.2	755.0/843.3/778.1
外倾峰值	192.3/199.9/156.6	428.0/348.2/372.8	755.0/720.7/590.7
位移峰值	185.8/198.9/193.2	408.9/438.7/446.9	613.1/770.1/834.4

表5 挡墙整体稳定性系数随PGA变化的敏感性

Table 5 Sensitivity of overall stability coefficient to PGA variations

墙高/ m	危险时刻	稳定性 系数	减小百分比/%		衰减 敏感率/ %
			0.2g~ 0.4g	0.4g~ 0.6g	
4	加速度峰值	K_c	36.3	21.5	28.9
		K_0	38.1	25.0	31.6
	外倾峰值	K_c	34.7	46.7	40.8
		K_0	33.0	31.8	32.4
	位移峰值	K_c	26.5	51.0	38.8
		K_0	29.1	49.5	39.3
6	加速度峰值	K_c	33.0	11.4	22.2
		K_0	37.4	13.0	25.2
	外倾峰值	K_c	52.4	21.4	36.9
		K_0	41.8	30.4	36.1
	位移峰值	K_c	31.0	17.5	24.3
		K_0	33.2	23.5	28.4
8	加速度峰值	K_c	16.9	24.0	20.5
		K_0	26.2	14.2	20.2
	外倾峰值	K_c	29.2	33.7	31.5
		K_0	35.6	13.0	24.4
	位移峰值	K_c	23.1	6.7	14.9
		K_0	40.0	12.8	26.4

时刻高出40%~60%。

考虑“大震不倒”的高烈度地震设防原则,为避免支挡结构损毁,抗震检算最不利状态应取稳定性系数最小且大震下稳定性减小程度更显著的危险时刻,因此建议选取墙身外倾峰值危险时刻作为挡墙抗震检算最不利状态。

4 结 论

针对重力式挡土墙整体稳定性检算最不利状态选取问题,对比振动台模型试验结果,建立土质地基重力式挡土墙有限元计算模型,以墙高和PGA为变量,讨论了加速度峰值、墙身外倾峰值、墙顶位移峰值三种典型危险时刻的土压力取值和抗震整体稳定性检算结果差异性,探讨了抗震检算最不利状态选取。所得结论如下:

(1)振动台模型试验和数值模拟均揭示,最不利状态的选取对挡墙地震土压力取值结果具有决定性影响,土压力合理取值需满足墙-土朝外运动和各高程同瞬响应两项条件,忽略于此的“峰值包络

法”呈现出墙顶墙底土压力取值偏大的“C”形分布,合力较三种典型危险时刻大一倍,作用点高近25%,该取值方法误差显著,严重高估地震土压力作用。

(2)加速度峰值、外倾峰值、位移峰值三种典型危险时刻,随PGA增加,地震土压力在不同墙高条件下都表现出由凸形分布逐渐转化为近似正三角形趋势,PGA在0.2g~0.6g条件下,土压力合力较现行抗震规范计算结果大34%~61%,作用点高15%~21%。

(3)随PGA增加,墙身外倾峰值时刻抗震整体稳定性系数呈现更明显下降趋势, K_c 较另两种危险时刻小14%~33%,对PGA变化的衰减敏感程度相比高约40%,选取墙身外倾峰值危险时刻作为抗震整体稳定性检算的最不利状态,可兼顾良好的安全性和经济性。

参考文献:

- [1] 张建经,冯君,肖世国,等.支挡结构抗震设计的2个关键技术问题[J].西南交通大学学报,2009,44(3):321-326.
Zhang J J, Feng J, Xiao S G, et al. Discussion on two key technical problems for seismic design of retaining structures[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2009, 44(3): 321-326. (in Chinese)
- [2] 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 H L, Zhang J J. Shaking table test on influence of site conditions on seismic earth pressure of retaining wall [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012,34(7): 1227-1233. (in Chinese)
- [3] 何义宏.高烈度地震区公路路肩挡土墙震害调查与分析[J].公路交通科技,2009(4):109-110.
He Y H. Investigation and analysis of seismic damage of highway shoulder retaining wall in high intensity earthquake area [J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2009(4): 109-110. (in Chinese)
- [4] 铁路工程抗震设计规范:GB 50111—2006[S].北京:中国计划出版社,2009.
- [5] 公路工程抗震规范:JTG B02—2013[S].北京:人民交通出版社,2013.
- [6] 汪刘军,邓亚虹,孙科,等.挡土墙地震土压力计算方法研究综述[J].煤炭科学技术,2018,46(8):24-31.

- Wang L J, Deng Y H, Sun K, et al. Summarization of study on calculation method of seismic earth pressure in retaining wall [J]. Coal Science and Technology, 2018, 46(8): 24-31. (in Chinese)
- [7] 汪益敏, 张晖, 黎寰, 等. 考虑地震时程的加筋土挡土墙动力分析[J]. 振动与冲击, 2013, 32(24): 187-191, 197.
- Wang Y M, Zhang H, Li H, et al. Dynamic analysis of reinforced soil retaining walls considering time history of seismic acceleration [J]. Journey of Vibration and Shock, 2013, 32(24): 187-191, 197. (in Chinese)
- [8] 周材栋. 挡土墙动力特性分析[D]. 成都: 西南交通大学, 2010.
- Zhou C D. Dynamic analysis of retaining wall [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2010. (in Chinese)
- [9] 秦伟, 姚令侃, 蒋良滩, 等. 地震作用下岩质地基挡土墙土压力变化特性数值分析[J]. 交通科学与工程, 2011, 27(1): 23-29.
- Qin W, Yao L K, Jiang L W, et al. The numerical analysis of soil pressure of retaining wall on rocky site under earthquake [J]. Journal of Transport Science and Engineering, 2011, 27(1): 23-29. (in Chinese)
- [10] 刘小浪, 马淑芝, 贾洪彪, 等. 地震作用下重力式挡土墙土压力特性数值模拟研究[J]. 地震工程学报, 2017, 39(4): 750-758.
- Liu X L, Ma S Z, Jia H B, et al. Numerical simulation of soil pressure characteristics of gravity retaining walls during earthquake [J]. China Earthquake Engineering Journey, 2017, 39(4): 750-758. (in Chinese)
- [11] 左得奇, 蒋良滩, 葛学军, 等. 椅式桩板结构地震响应分析与简化计算方法研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2021, 41(3): 412-421.
- Zuo D Q, Jiang L W, Ge X J, et al. Seismic response analysis and simplified calculation method of chair-shaped pile-sheet structure [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2021, 41(3): 412-421. (in Chinese)
- [12] 张建经, 韩鹏飞. 重力式挡土墙基于位移的抗震设计方法研究—大型振动台模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2012, 34(3): 416-423.
- Zhang J J, Han P F. Displacement-based a seismic design method for gravity retaining walls—Large scale shaking table tests [J]. Chinese Journey of Geotechnical Engineering, 2012, 34(3): 416-423. (in Chinese)
- [13] 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 Y L, Yao L K, Qin W. Characteristic analysis of the damaged retaining wall in Wenchuan Earthquake [J]. Journal of Chongqing Jiaotong University (natural science), 2010, 29(4): 576-581. (in Chinese)
- [14] 吴曙光, 宋福华, 苏亚楠, 等. 折线坡形挡土墙主动土压力计算方法研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2020, 40(1): 79-85.
- Wu S G, Song F H, Su Y N, et al. Research on the calculation method of active earth pressure on poly-line slope retaining wall [J]. Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering, 2020, 40(1): 79-85. (in Chinese)
- [15] 中国建筑标准设计研究院. 国家建筑标准设计图集 挡土墙 (04J008)[S]. 北京: 中国计划出版社, 2005.
- [16] Amorosi A, Boldini D, Elia G. Finite element procedures in engineering analysis [J]. Computers and Geotechnics, 2010, 37: 515-528.
- [17] 焦方辉, 姚令侃, 蒋良滩, 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 F H, Yao L K, Jiang L W, 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. (in Chinese)
- [18] 黄岳文. 关于挡土墙抗倾覆稳定分析的讨论[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(6): 1158-1164.
- Huang Y W. Overturning stability of retaining walls [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(6): 1158-1164. (in Chinese)

(本文编辑: 池营营)