

DOI: 10.11779/CJGE201404012

地震作用下双排抗滑桩支护边坡振动台试验研究

赖杰^{1,3}, 郑颖人^{1,2}, 刘云⁴, 李秀地^{1*}, 阿比尔的^{2,5}

(1. 后勤工程学院军事土木工程系, 重庆 400041; 2. 重庆市地质灾害防治工程技术研究中心, 重庆 400041; 3. 岩土力学与地质环境保护重庆市重点实验室, 重庆 401311; 4. 重庆工业职业技术学院建筑与环境工程系, 重庆 401120; 5. 中科院武汉岩土力学研究所, 湖北 武汉 430071)

摘要: 利用大型振动台试验研究双排抗滑桩支护在地震荷载作用下的抗震性能。通过对上部锚杆+下部双排桩共同支护与单一桩支护的破坏过程, 分析两种情况下坡体的动力响应与破坏机制。试验表明在桩+锚杆共同支护下, 桩后边坡坡脚首先发生剪切破坏, 当地震动作用增大到一定范围, 坡顶出现张拉裂缝, 两者贯通时边坡发生越顶破坏; 单一桩支护条件下, 首先在坡顶出现张拉裂缝, 裂缝随着地震动作用增大向下扩展, 当同下部剪切滑移带贯通时, 边坡失稳破坏。通过坡体裂缝发展过程、位移及加速度监测数据表明, 前者的抗震性能显著优于后者; 在地震动作用下, 边坡破坏是张拉-剪切复合作用的结果。试验研究为双排抗滑桩抗震设计奠定了坚实的基础。

关键词: 振动台试验; 抗震性能; 抗滑桩; 张拉-剪切

中图分类号: TU473 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2014)04-0680-07

作者简介: 赖杰(1986-), 男, 四川内江人, 博士研究生, 主要从事岩土稳定性分析和数值模拟方面的工作。E-mail: 513516059@qq.com。

Shaking table tests on double-row anti-slide piles of slopes under earthquakes

LAI Jie^{1,3}, ZHENG Ying-ren^{1,2}, LIU Yun⁴, LI Xiu-di¹, ABI Erdi^{2,5}

(1. Department of Civil Engineering, Logistical Engineering University, Chongqing 400041, China; 2. Chongqing Engineering and Technology Research Center of Geological Hazard Prevention and Treatment, Chongqing 400041, China; 3. Chongqing Key Laboratory of Geomechanics & Geoenvironment Protection, Chongqing 401311, China; 4. Chongqing Industry Polytechnic College, Chongqing 401120, China; 5. Institute of Rock and Soil Mechanics, Chinese Academy of Sciences, Wuhan 430071, China)

Abstract: A large shaking table test is performed to study the seismic performance of a slope with double-row anti-slide piles triggered by seismic load. Different dynamic response characteristics and failure mechanisms are studied by comparing the failure processes of a pile-anchor mixed support system and a single pile support system. The tests show that shear failure first occurs at the slope toe under a pile-anchor mixed support. As the horizontal acceleration increases, tension crack starts to develop at the top of the slope. The overall failure of the slope occurs when a global failure surface is formed, connecting the shear failure at the toe and tension crack at the top. However, tension cracks first appear at the slope top under the single pile support conditions. These cracks extend towards the slope toe as the acceleration increases and eventually lead to the overall slope failure. The experimental observations and data demonstrate that the seismic performance of the former is better than that of the latter. The slope failure is the result of the combined effect of tension and shear. This experimental study has laid a solid foundation for the seismic design of anti-slide piles.

Key words: shaking table test; seismic performance; anti-slide pile; tension and shear

0 引言

抗滑桩作为一种效果良好的支护手段, 已经在边坡治理中得到了广泛的应用。静力方面, 张友良等^[1]通过研究抗滑桩与滑坡体间的相互作用机理, 提出了模拟抗滑桩与滑坡体之间相互作用的新方法——极限平衡法和有限单元法相结合的方法; 戴自航^[2]依据抗滑桩的模型试验和现场实测试验数据分析结果, 针对不同的滑坡体岩土体, 提出和推导了相应的滑坡推力

和土体抗力分布函数; 郑颖人等^[3-4]应用有限元强度折减法, 提出了单排与多排抗滑桩设计计算及优化方法, 指出有限元法考虑了桩-土的相互作用, 抗滑桩受力可能处于极限状态, 也可能处于非极限状态, 在极限

基金项目: 科技部973项目(2011CB013600, 2011CB710603); 国家自然科学基金项目(51378496)

收稿日期: 2013-08-20

*通讯作者

状态下,有限元法与传统极限方法推力计算结果相同,而抗力有限元法计算结果比传统的极限分析法更为合理。动力方面,罗渝等^[5]通过数值分析研究了抗滑桩与坡体在地震下的相互作用机制;于玉贞等^[6]通过砂土边坡的离心机试验,研究抗滑桩加固边坡的地震响应和桩土之间的动力作用规律;孔纪名等^[7]以云南南温碎石滑坡为工程背景,利用物理模型试验研究了不同嵌固深度下抗滑桩的地震变形及受力情况;郑颖人等^[8]通过研究指出在地震作用下边坡破坏面已不是单纯的剪切破坏面,而是上面受拉下面受剪的张拉—剪切组合破坏面,提出了时程分析法的修正方法和完全动力分析法,与当前采用的拟静力法和时程分析法相比,可以更好的考虑实际的破坏面与地震的动力效应。目前,国内外学者在抗滑桩抗震领域的研究大多基于理论及数值模拟基础上,其提出的许多结论尚需进一步试验验证,但是针对抗滑桩支护边坡的抗震性能、破坏机制的大型试验较少,特别是双排桩及双排桩+锚杆的动力试验基本属于空白,难以满足实际的需要,因此进行抗滑桩支护抗震性能的试验十分必要。通过大型振动台抗滑桩试验,通过对比观察坡体裂缝发展过程、位移及加速度监测数据研究了上部锚杆+下部双排桩共同支护体系与只有单一抗滑桩在地震作用下的抗震性能和边坡破坏机制,为抗滑桩抗震设计的研究提供坚实基础。

1 振动台模型试验概况

模型试验在中国地震局工程力学研究所地震模拟开放试验室的三向电液伺服驱动式地震模拟振动台上进行,最大负重30t,振动台台面尺寸为5m×5m,最大位移: X, Y 向为100mm, Z 向为50mm,最大速度:50cm/s,最大加速度大小: X, Y 向为1.5g, Z 向为0.7g,正常工作频率范围:0.5~50Hz。

试验选取密度、尺寸及加速度作为基本物理量,由于试验模型箱的限制,尺寸比选取为20:1,而重力加速度不可改变故而加速度比为1:1,采用重力相似律及量纲分析法^[10-11]进行推导,最终得到材料的相似比如表1所示。

表1 模型主要相似常数

Table 1 Main similarity constant of model

物理量	相似常数	物理量	相似常数
密度	1	加速度	1
力	20^3	剪切波速	$20^{0.5}$
刚度	20^2	时间	$20^{0.5}$
模量	20	频率	$20^{-0.5}$
长度	20	应力	20
应变	1	EI	20^5

试验模拟高度为1.8m的,双排桩支护边坡,坡体由下部基岩、上部滑体及中间的软弱夹层组成,边坡坡面分为两个,紧挨坡顶的坡面标为#2坡,坡角42°,两桩之间的坡面标为#1坡,坡角44°^[9],如图1,2所示。试验重点在于得到两种支护结构边坡的破坏模式及抗震性能优劣,由于采用两组试验时难以保证输入的地震波及边界条件完全相同,影响试验结论,故将两模型布置在同一模型箱中在相同荷载条件下进行试验,即只有#2坡左侧才采用锚杆护坡,右侧没有。为减小模型之间存在相互影响,将两者距离布置较远,约为模型箱的一半宽。锚杆竖向间距0.18m,水平间距为0.125m,锚杆端头设置在框架梁的节点上,与坡面垂直,共设5排,锚筋为1根直径5mm HRB335钢筋。由于滑体的薄厚沿坡面不同,为满足锚杆的锚固段长度相同,锚杆总长度为0.4~0.59m。^{#1, #2}坡脚采用抗滑桩支档,根据试验的尺寸相似比桩截面定为0.06m×0.08m,桩间距0.25m,第一排桩长0.35m,第二排桩长0.65m。

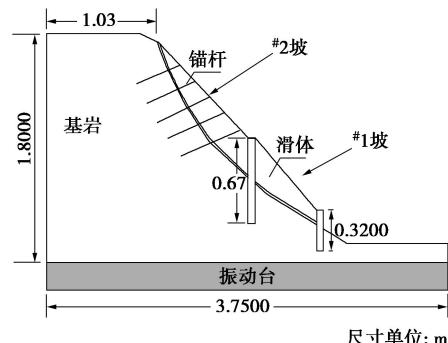


图1 边坡模型坡面图

Fig. 1 Schematic diagram of slope model test

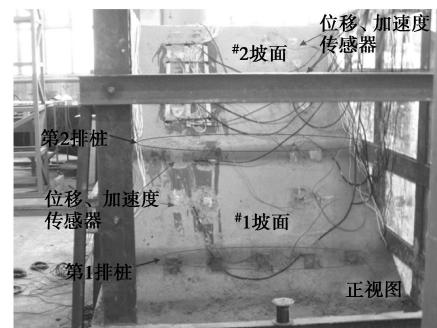


图2 制作完毕的模型

Fig. 2 Model slope before experiment

试验相似材料采用标准砂、石膏粉、滑石粉、甘油、水泥、水为基本材料,按照正交设计,最后通过在实验室进行相关试验来确定材料参数,最后选择配合比如表2所示。桩身材料为用AB胶黏结的塑料板而成。值得指出的是由于真实条件下难以找到能同时满足下列所有相似关系的材料,不能考虑原始材料的所

有特性,选取的材料侧重于强度相似,材料的密度只是比较接近并不能完全满足,导致重力存在一定的失真,但这并不影响结构抗震性能的研究。

表2 模型材料配合

Table 2 Mix ratios of model materials

材料	材料配合比/%					
	石英砂	石膏	滑石粉	水泥	水	甘油
软弱夹层	70.5	10	9.1	0	10.2	0.2
上部碎石土	70.5	11.2	7.8	0.05	10.2	0.25
基岩	70.5	12	7	0.13	10.2	0.17

在岩土工程振动台模拟试验中,有层状剪切变形模型箱、普通刚性箱和圆筒型柔性容器箱3种形式,试验中采用普通刚性箱的方式进行。由于模型箱边界上的地震波反射以及体系动态的变化将会给试验结果带来一定的影响,即“模型箱效应”^[12]。为能较好地消除了这种效应所带来的误差,在开始往模型箱垒入试验材料前,在模型箱的四周及下部都贴上厚的软垫层。岩体相似材料通过控制相似密度,放入模型箱后分层碾压,制作完成后模型如图2所示,模型总重量11.7 t。取制作完成的模型试样进行材料参数直剪试验,得到实际相似材料的参数如表3所示。

表3 模型材料物理力学参数

Table3 Physical-mechanical parameters of model slope

材料	重度 ($\text{kN}\cdot\text{m}^{-3}$)	弹性模量 /MPa	泊松比	黏聚力 /kPa	内摩擦角 ($^{\circ}$)	抗拉强度 /kPa
基岩	23.5	53	0.25	30	39	20*
滑体	23	20	0.30	18	33	9*
软弱夹层	22	6	0.33	5	28.5	3*
桩	25	1.18×10^3	0.2*			弹性材料处理
锚杆	25	$1 \times 10^{3*}$	0.2*			弹性材料处理

注:带*为经验值。

在材料垒入模型箱后并进一步压实达到试验要求后,在模型坡面上布置了12个加速度计(8个水平方向和4个垂直方向),8个水平位移计,各监测仪器分别布设在两个坡面上,具体布置如图3,4所示。

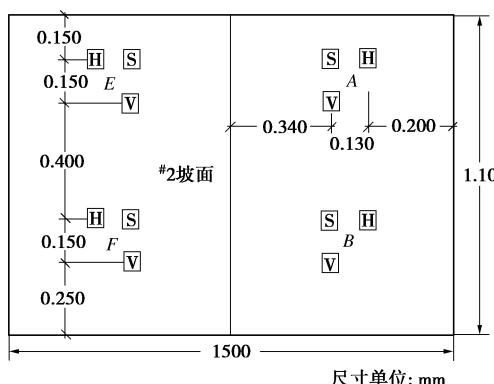


图3 #2 坡面加速度和位移传感器布置图

Fig. 3 Layout of acceleration and displacement sensors in slope surface

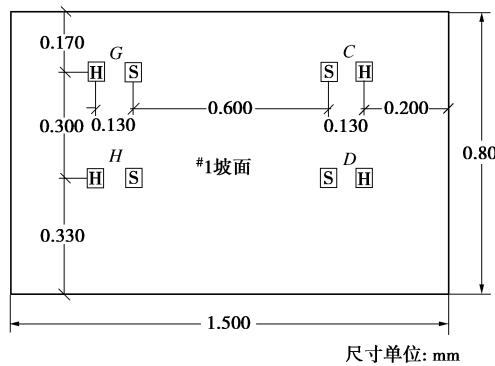


图4 #1 坡面加速度和位移传感器布置图

Fig. 4 Layout of acceleration and displacement sensors in slope surface

图3,4中,H为水平加速度传感器,V表竖直加速度传感器,S为水平位移传感器。加速度计的工作频率0.1~100 Hz、量程5g,水平位移传感器记录的是相对于振动台台面的相对位移,分辨率为0.1 mm。试验选择具有代表性的Wenchuan Wolong地震波作为地震响应的激励,输入的双向地震波均取自现场监测数据,其中水平向地震波沿模型坡面方向,据统计资料表明汶川地震时地震动峰值加速度竖向与水平向比值接近2/3^[13],因此试验竖向加速度峰值按水平向峰值折减2/3后加载。为了探讨地震动强度的影响,将每次输入地震波峰值加速度大小进行了调整,从0.1g开始逐级施加载,直到1.0g。将所有的地震波按照时间压缩比为1: $\sqrt{20}$ 进行了压缩,压缩后的水平波波形如图5所示(竖向与水平向波形接近)。试验开始前先进行白噪声激励的微振试验,初步掌握模型的动力特性及响应规律。各工况信息如表4所示。

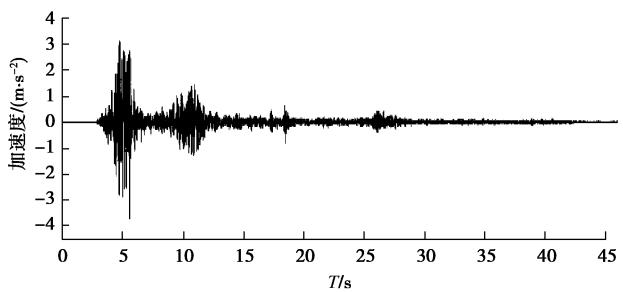


图5 模型试验输入的水平向加速度曲线

Fig. 5 Input horizontal seismic acceleration-time curve

表4 输入地震波信息

Table 4 Information of input seismic waves

地震波类型	水平峰值加速度/g	持时/s
Wolong(NE)	0.1, 0.2, 0.3, 0.4, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9, 1.0	45.8

2 试验过程现象比较

将通过比较两种支护类型在地震作用下坡体裂缝的发展过程(即边坡的破坏过程),以此来初步探讨相

应的破坏机理; 通过试验中的位移、加速度监测数据的比较, 以此来体现两种支护类型的抗震性能的优劣。

当输入地震波峰值为 $0.1g \sim 0.2g$ 的双向激励时, 模型响应并不明显, 边坡很稳定, 说明在双排抗滑桩支护边坡在基本地震烈度为 8 度^[13]的地震动作用下是安全的。当输入波的峰值加速度为 $0.3g$ 时, 首先在无锚杆支护侧的坡顶土体开始变得松散, 但坡面并没有裂缝产生; 当输入的峰值加速度为 $0.4g$, 在上述坡面的坡顶出现了一道细小裂缝, 宽约 $2 \sim 3 \text{ mm}$, 长度 45 cm 左右, 走向跟坡面的走向一致, 而在有锚杆支护侧并没有产生任何裂缝, 如图 6 所示。

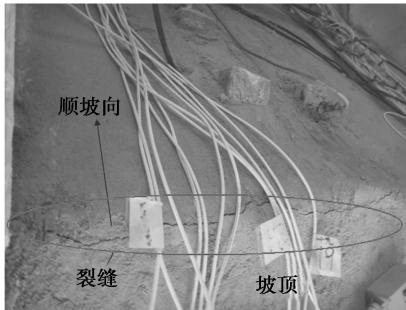


图 6 无锚杆支护侧坡顶破坏状态图($0.4g$)

Fig. 6 Failure state on top of slope at no-bolting side after earthquake ($0.4g$)

当输入地震波峰值为 $0.5g$ 时, 靠近坡顶的#2 坡右侧(无锚杆)的顶部裂缝继续向下扩展, 而#2 坡左侧(锚杆支护)则依然没出现裂缝, 试验表明桩+锚杆支护边坡抗震性能要显著优于单一的抗滑桩支护。当峰值为 $0.6g$ 时, 在#2 坡左侧(锚杆支护)坡脚处出现一道裂缝, 长度约 30 cm , 宽约 2 mm , 而在坡顶没有裂缝(见图 7); 对于#2 坡右侧(无锚杆)滑体顺着滑带向下滑移, 并且在坡腰又出现一道竖向裂缝(见图 8)。如图 9 所示, 当峰值为 $0.7g$ 时, 剪切滑移线透过观察窗特别明显, #2 右侧(无锚杆)边坡此时可能已经发生了越顶破坏, 但需要对其它监测数据进行进一步论证。

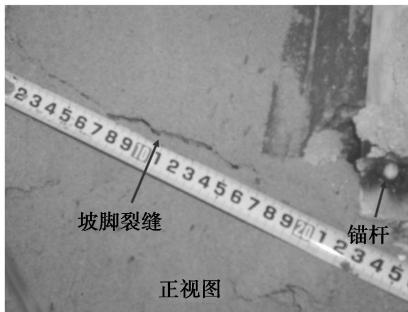


图 7 锚杆支护侧破坏状态图($0.6g$)

Fig. 7 Failure state on top of slope at bolting side after earthquake ($0.6g$)

当输入的峰值为 $0.9g$ 时在#2 坡左侧的坡顶出现了

横向裂缝, 宽度约 $1 \sim 2 \text{ mm}$, 即此时锚杆支护侧的坡脚与坡顶均出现了裂缝, 边坡体可能发生破坏(见图 10)。当峰值达到 $1.0g$ 时, 已有裂缝扩展特别明显, 破裂面位置很清晰; 基岩也首次出现了细小裂缝(见图 11), 倾角约 90° , 宽度约 2 mm , 跟前面只发生在滑体的浅层裂缝不一样的在于此次产生的是深层裂缝, 产生潜在的不稳定因素, 它可能诱发更大规模的滑坡。这个试验结果对于揭示四川地区在汶川特大地震后滑坡泥石流等次生灾害频繁发生的原因具有很好的启示作用^[14]。

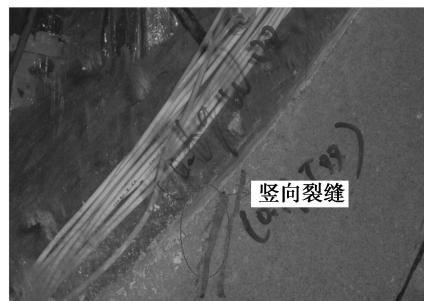


图 8 无锚杆支护侧破坏状态图($0.6g$)

Fig. 8 Failure state on top of slope at no-bolting side after earthquake ($0.6g$)



图 9 无锚杆支护侧破坏状态图 ($0.7g$)

Fig. 9 Failure state on top of slope at no-bolting side after earthquake ($0.7g$)



图 10 锚杆支护侧模型坡顶破坏状态图($0.9g$)

Fig. 10 Failure state on top of slope at bolting side after earthquake ($0.9g$)

图 12 为试验完后模型正面破坏状态图, 在有锚杆支护一侧坡体比没有一侧累计位移小很多, 结构体基本做到了“大震不倒”的要求。当试验完毕后, 去除

桩后, 滑体沿着软弱夹层处滑下, 即与最初假定设想的滑面一致, 如图 13 所示。



图 11 地震动后模型侧面破坏状态图(1.0g)

Fig. 11 Final failure state of the slope after earthquake in side view (1.0g)

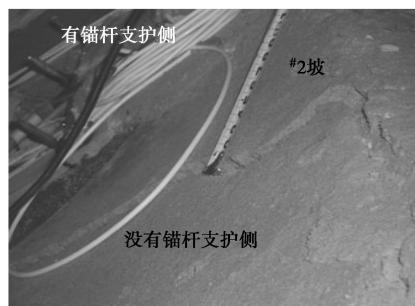


图 12 地震动后模型正面破坏状态图(1.0g)

Fig. 12 Final failure state of slope after earthquake in front view (1.0g)

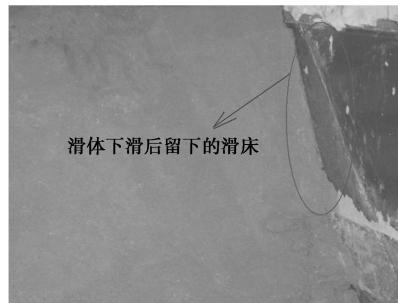


图 13 去除桩后的剩余滑床图(1.0g)
Fig. 13 Sliding bed after pulling piles (1.0g)

3 试验结果分析

3.1 模型边坡坡面加速度响应比较

模型边坡坡面共分两阶, #1 和#2 坡面分别设置了 4 个加速度监测点, 如图 3, 4 所示, A, B, C, D 4 个监测点(试验时 A 监测点已坏)位于#2 坡面, E, F, G, H 4 个监测点位于#1 坡面, 坡面水平地震加速度一定程度上反映了边坡在地震作用下的的动力响应。

从图 14 可以看出, 在无锚杆支护一侧, 随着输入地震动峰值的增大, 坡面的加速度响应越明显, 且监测点的位置越高响应就越大, 放大效应越明显。

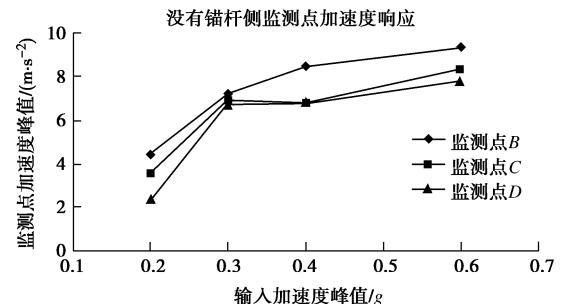


图 14 无锚杆支护侧监测点水平峰值加速度响应

Fig. 14 Horizontal acceleration response at monitoring points at no bolting side

图 15 显示的是在有锚杆支护侧的监测点水平峰值加速度响应情况, 也是随着地震动的增加, 响应越明显, 坡面的加速度响应越明显, 且监测点的位置越高响应就越大。同无锚杆支护侧相比, 在同一高度的监测点, 后者的放大效应要小于前者(如 F 点与 B 点, C 点与 G 点)。

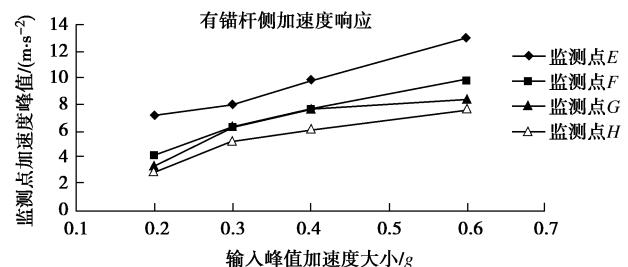


图 15 锚杆支护侧监测点水平峰值加速度响应

Fig. 15 Horizontal acceleration response at monitoring points at bolting side

图 14, 15 表明, 同一高度的监测点响应的差异并不明显, 而且实际输入的地震波与准备工况要求的地震幅值有一定的差别, 也不便于互相比较, 将监测点响应水平地震波的峰值与实际输入的水平地震波的峰值之比定义为水平加速度 PGA 放大系数, 统计见表 5。

表 5 各工况下监测点水平 PGA 放大系数

Table 5 Acceleration amplification at key points under different conditions

输入 地震 波	监测点PGA放大系数						
	B	C	D	E	F	G	H
0.2g	2.23	1.73	1.22	3.6	2.05	1.7	1.49
0.3g	2.4	2.33	2.27	2.64	2.067	2.117	1.747
0.4g	2.11	1.70	1.68	2.46	1.885	1.61	1.52
0.6g	1.56	1.39	1.30	2.165	1.631	1.38	1.286

从表 5 可以看出, 随着输入地震波输入不同幅值时, 各监测点 PGA 放大系数不同, 在输入同种地震波情况下, 有锚杆支护一侧比另一侧要小 9.1%~23.1% (个别点除外)。通过对比可以得到, 锚杆+抗滑桩共同支护在地震动中起到了更好的抗震效果。

3.2 模型边坡坡面位移响应比较

位移监测点位置同加速度监测点位置相同, 即#2、

#1 坡面分别设置了 4 个位移监测点 A~H (图 3, 4 所示), 位移测量值为相对于边坡基岩的相对位移。要特别说明的是, 振动台试验输入地震波顺序是按照振幅由小到大, 逐级输入, 故各工况的位移应该是累计值。如图 16 所示, A 监测点在 0.6g Wenchuan Wolong(NE) 作用下 (初始时刻位移已调零), 在输入地震波峰值时刻附近 (图 5), 位移的动力响应很明显, 达到了最大值。随着地震波主能量段的过去, 边坡体发生了部分弹性回弹, 留下少许永久位移, 该位移将会累计到下一段工况中去。

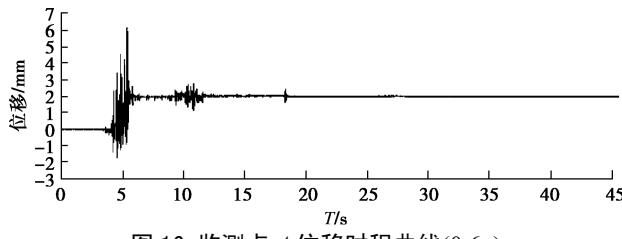


图 16 监测点 A 位移时程曲线(0.6g)

Fig. 16 Displacement time history curve at monitoring points

为了消除上一工况的永久位移对下一试验的影响, 将各工程初始时刻监测点位移归零后得到水平峰值相对位移, 如图 17, 18 所示 (E 监测点已坏)。从两图中比较可知, 有锚杆支护一侧监测点的相对峰值位移比没有锚杆支护侧要小 8%~22.9% 之间。

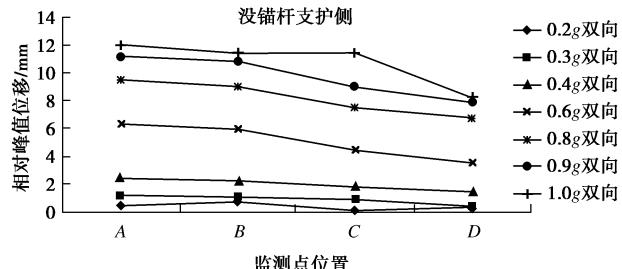


图 17 监测点相对峰值位移 (无锚杆)

Fig. 17 Displacement peak values at monitoring points (at no-bolting side)

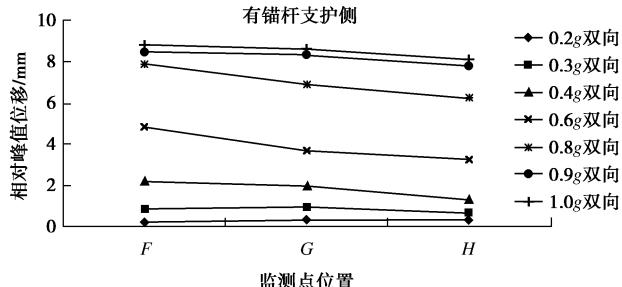


图 18 监测点相对峰值位移 (有锚杆)

Fig. 18 Displacement peak values at monitoring points (at bolting side)

将两种支护条件下各监测点在地震动下的累计位移表示见图 19, 20。比较发现, 有锚杆支护侧比无锚杆支护侧的累计位移要小, 累计永久相对位移要小 14.2%~42.3%, 前者能够显著地改善边坡体的抗震性能。

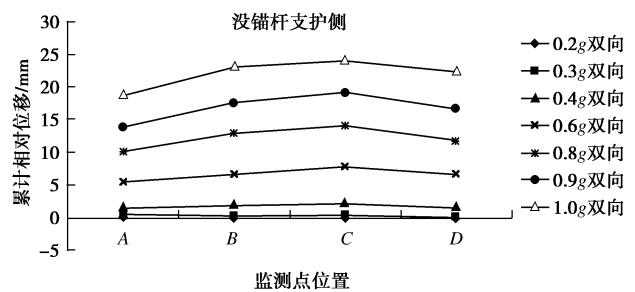


图 19 监测点累计相对位移 (无锚杆)

Fig. 19 Displacement accumulated values at monitoring points (at no-bolting side)

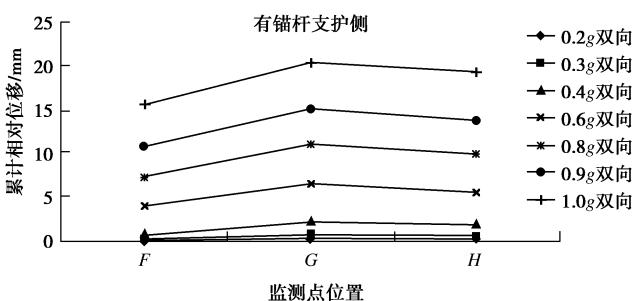


图 20 监测点累计相对位移 (有锚杆)

Fig. 20 Displacement accumulated values at monitoring points (at bolting side)

4 结 论

基于锚杆—抗滑桩混合支护与只有抗滑桩单一支护形式的振动台对比试验开展了双排抗滑桩的抗震性能研究, 主要论证了以下结论:

(1) 对于单一的抗滑桩支护边坡而言, 由于岩土体的抗拉强度比较低, 岩土体很容易发生张拉破坏, 又加速度响应随着高度的增加有放大效应^[15], 在坡顶这种效应往往最明显, 因没有锚杆抵抗地震动这种往复荷载的张拉作用, 因此坡体一般先在坡顶先产生张拉裂缝 (本试验 0.4g)。当地震动作用继续增大, 拉裂缝向下发展, 同时坡体坡腰、坡脚发生剪切滑移, 从试验现场通过观察窗可以看到滑体沿着软弱夹层产生明显的划痕, 即坡体中下部发生的是剪切破坏, 当裂缝贯通时, 边坡发生整体破坏。

(2) 对于有桩+锚杆共同支护的边坡而言, 由于有锚杆的抵抗地震拉应力的作用, 坡体一般先在坡脚处先产生剪切滑移裂缝 (本试验 0.6g)。随着地震动作用继续增大, 坡顶出现张拉裂缝, 剪切滑移裂缝沿着坡体向上发展直到和坡顶的张拉裂缝贯通时, 边坡发生整体破坏。

(3) 通过对对比试验进一步的论证了在地震动作用下边坡的破坏机制是由边坡潜在破裂区上部拉破坏与下部剪切破坏共同组成, 而不是单一的剪切滑移破坏^[3]。

(4) 从试验现象、加速度放大系数、相对峰值位移、累积位移的对比都可以看出桩—锚杆混合支护

下的边坡抗震性能明显优于单一的抗滑桩支护边坡，能够基本做到结构体“大震不倒”的要求。

(5) 在罕见的地震动(本试验1.0g)作用下，可能会导致裂缝向深层(本试验为基岩)发展，引起整个结构体的稳定性下降，当遭遇暴雨等不利条件时，可能诱发更大规模的滑坡，这也是四川地区在汶川地震后滑坡泥石流等次生灾害频繁的一个重要原因。

参考文献：

- [1] 张友良, 冯夏庭, 范建海, 等. 抗滑桩与滑坡体相互作用的研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(6): 839 - 842. (ZHANG You-liang, FENG Xia-ting, FAN Jian-hai, et al. Study on the interaction between landslide and passive piles[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(6): 839 - 842. (in Chinese))
- [2] 戴自航. 抗滑桩滑坡推力和桩前滑体抗力分布规律的研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, 21(4): 517 - 521. (DAI Zi-hang. Study on distribution laws of landslide-thrust and resistance of sliding mass acting on antislide piles[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, 21(4): 517 - 521. (in Chinese))
- [3] 唐芬, 郑颖人, 杨波. 双排抗滑桩的推力分担及优化设计[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(1): 3162 - 3168. (TANG Fen, ZHENG Ying-ren, YANG Bo. Thrust share ratios and optimization design for two-row-anti-slide piles[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(1): 3162 - 3168. (in Chinese))
- [4] 赵尚毅, 郑颖人, 李安洪, 等. 多排埋入式抗滑桩在武隆县政府滑坡中的应用[J]. 岩土力学, 2010, 30(1): 160 - 164. (ZHAO Shang-yi, ZHENG Ying-ren, LI An-hong, et al. Application of multi-row embedded anti-slide piles to landslide of Wulong county government[J]. Rock and Soil Mechanics, 2010, 30(1): 160 - 164. (in Chinese))
- [5] 罗渝, 何思明, 何尽川. 地震作用下抗滑桩作用机制研究[J]. 长江科学院学报, 2010, 27(6): 26 - 29. (LUO Yu, HE Si-ming, HE Jin-chuan. Study on interaction between slope and stabilizing pile under seismic loading[J]. Journal of Yangtze River Scientific Research Institute, 2010, 27(6): 26 - 29. (in Chinese))
- [6] 于玉贞, 邓丽军. 抗滑桩加固边坡地震响应离心模型试验[J]. 岩土工程学报, 2007, 29(9): 1320 - 1323. (YU Yu-zhen, DENG Li-jun. Centrifuge modeling of seismic behavior of slopes reinforced by stabilizing pile[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2007, 29(9): 1320 - 1323. (in Chinese))
- [7] 孔纪名, 孙峰, 陈泽富, 等. 地震荷载作用下抗滑桩嵌固深度的研究[J]. 四川大学学报(工程科学版), 2012, 44(增刊2): 126 - 131. (KONG Ji-ming, SUN Feng, CHEN Ze-fu, et al. Research on the embedded depth of anti-slide piles reinforced subjected to earthquake load[J]. Journal of Sichuan University (Engineering Science Edition), 2012, 44(S2): 126 - 131. (in Chinese))
- [8] 郑颖人, 叶海林, 黄润秋. 地震边坡破坏机制及其破裂面的分析探讨[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(8): 1714 - 1723. (ZHENG Ying-ren, YE Hai-lin, HUANG Run-qiu. Analysis and discussion of failure mechanism and fracture surface of slope under earthquake[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(8): 1714 - 1723. (in Chinese))
- [9] 中铁二院工程集团有限责任公司地质勘察分院. 河双线特大桥工程地质勘察报告[R]. 成都: 中铁二院工程集团有限责任公司, 2011. (Investigation Branch Courts of China Railway Eeyuan Engineering Group Co., Ltd. Investigation reports of Heihe double-line bridge[R]. Chengdu: China Railway Eeyuan Engineering Group Co., Ltd, 2001. (in Chinese))
- [10] IAI Susumu. Similitude for shaking table tests on soil-structurefluid model in 1-g gravitational field[J]. Soils and Foundations, 1989, 29(1): 105 - 118. (in Chinese))
- [11] MEYMAND Philip J. Shaking table scale model tests of nonlinear soil-pile-superstructure interaction in soft clay[D]. California: U C Berkeley. 1998.
- [12] CHEN Yue-qing, LU Xi-lin, HUANG Wei. Simulation method of soil boundary condition in shaking table tests of soil structure interaction[J]. Structural Engineers, 2000(3): 25 - 30. (in Chinese)
- [13] 罗永红. 地震作用下复杂斜坡响应规律研究[D]. 成都: 成都理工大学, 2011. (LUO Yong-hong. Study on complex slopes response law under earthquake action[D]. Chengdu: Chengdu University of Technology, 2011. (in Chinese))
- [14] 周德培, 张建经, 汤涌. 汶川地震中道路边坡工程震害分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 29(3): 565 - 576. (ZHOU De-pei, ZHANG Jian-jing, TANG Yong. Seismic damage analysis of road slopes in Wenchuan Earthquake[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 29(3): 565 - 576. (in Chinese))
- [15] SERGIO A Sepulveda, WILLIAM Murphy, RANDALL W Jibson, et al. Seismically induced rock slope failures resulting from topographic amplification of strong ground motions: the case of Pacoima Canyon, California[J]. Engineering Geology, 2005, 80: 336 - 348.