DOI:10.3969/j.issn.1672-1144.2018.01.008

不同锚杆类型加固二元结构边坡的地震响应规律对比研究

苏德斌[1,2],王 浩[1,2]

(1.福州大学 环境与资源学院,福建 福州 350116;
2.地质工程福建省高校工程研究中心,福建 福州 350116)

摘 要: 二元结构边坡是由上部土体和下部岩体构成的坡体结构类型,由于其潜在滑动剪出口位置较高,一般采用三种类型锚杆进行加固。分别建立此三种锚杆加固边坡模型,采用动力有限元法模拟分析地震过程中边坡动力变形特性及锚杆结构的内力变化规律,并对三种锚杆加固后边坡在震前及震后的稳定性进行对比研究,探讨此三种锚杆加固二元结构边坡的支护效果差异。结果表明:地震作用下,拉力型或压力型预应力锚杆结构对边坡整体变形控制效果无显著区别,而采用通长粘结的非预应力锚杆能更好控制边坡潜在变形范围;地震作用下锚固边坡对坡面 PGA 放大系数具有抑制作用,预应力锚杆支护对坡面加速度放大作用的抑制效果优于全粘结非预应力锚杆支护;经历地震作用之后的应力重分布,锚杆的轴力显著增大,锚杆轴力调整具有"滞后性"。

关键词: 地震响应;不同锚杆类型;锚杆轴力;稳定性分析;二元结构边坡

中图分类号: TU47 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672—1144(2018)01—0040—08

Seismic Response Comparison of Reinforced Binary Structural Slope with Different Bolt Type

SU Debin[1,2], WANG Hao[1,2]

(1. *College of Environment and Resources*, *Fuzhou University*, *Fuzhou*, *Fujian* 350116, *China*;
2. *Geological Engineering Research Center*, *Fujian Provincial University*, *Fuzhou*, *Fujian* 350116, *China*)

Abstract: The binary structure slope is a type of slope structure composed of upper soil and lower rock mass. Because of its high position of sliding shear, it is generally reinforced by anchor rod. The project is usually used in the fully bonded non-prestressed anchor, tensile prestressed anchor and pressure type prestressed anchor three types respectively. To establish the three kinds of anchor reinforcement slope model, the dynamic finite element method is used to simulate the dynamic deformation characteristics of the slope during the earthquake and the internal force variation of the bolt structure. And the stability of the three types of bolt reinforcement is discussed. The results show that under the action of earthquake, the effect of tension or pressure type prestressed anchor structure has no significant difference on the overall deformation control effect of slope, and the non-prestressed anchor with long-length bonding can control the potential deformation range of slope. The earthquake has inhibitory effects on the anchorage slope PGA amplification coefficient, the inhibitory effect is better than that of prestressed bolt which can support the acceleration amplification effect on all non bonded prestressed anchor support. After the earthquake, the stress distribution is increased, the axial force of the bolt is significantly increased, the axial force adjustment of the bolt is hysteresis.

Keywords: earthquake response; different bolt type; anchor shaft force; stability analysis; binary structure slope

收稿日期:2017-09-03 **修稿日期:**2017-10-07
基金项目:交通运输部建设科技项目(201331849A130);福建省交通运输科技项目(201242)
作者简介:苏德斌(1992—),男,福建泉州人,硕士研究生,研究方向为岩土工程。E-mail: 943665387@qq.com
通讯作者:王 浩(1978—),男,江苏盐城人,博士,副教授,主要从事工程地质与岩土工程方面的研究。E-mail:h_wang@126.com

闽东南沿海广泛分布花岗岩风化壳,在工程开挖中经常遭遇二元结构边坡变形破坏。所谓二元结构边坡,是由上部土体和下部岩体构成的坡体结构类型,在工程开挖裸露后,经常发生上部风化土沿下覆基岩顶面的滑动变形,且剪出口位置较高。因此,一般采用锚杆进行加固,而工程中通常采用的有全粘结非预应力锚杆(简称全粘结锚杆)、拉力型预应力锚杆(简称拉力型锚杆)和压力型预应力锚杆(简称压力型锚杆)三种类型。卢才金[1]曾分析了此三类锚杆结构的工程适用性,王浩等[2]探讨了动荷载作用下边坡锚固系统的合理设计问题。近年来,随着强震不断发生导致锚固边坡失效事件的增多,有必要深入探讨地震作用下边坡及其锚固系统的动力响应机制。

目前,为了解地震作用下锚固边坡动力响应规律及失稳机理,许多学者进行了大量的研究。董建华等[3]采用遗传算法计算边坡在地震过程中永久位移,并建议结合地震作用过程中位移和震后位移来确定地震作用后的永久位移,得到了很好的结果。叶海林等[4-6]建立不同锚杆支护参数加固边坡的数值分析模型,对其影响因素进行研究,同时探讨了锚固边坡在地震作用下的破坏机理。薛亚东等[7]利用 FLAC 软件,建立不同锚杆支护(端锚和全锚)回采巷道的数值分析模型,得出其地震作用下锚杆结构内力变化规律,并建议采用端锚支护。言志信等[8-10]通过分析地震作用下锚固前后边坡水平位移、塑性变形区及锚杆内力变化规律,探讨了边坡的破坏机理及锚固效果。朱庆等[11]对顺层岩质边坡动力响应规律及稳定性进行了分析,然而对于不同锚杆类型加固边坡的工程效果,特别是对二元结构边坡在地震作用下的动力响应规律的研究相对较少。

为探讨地震作用下不同锚杆类型加固二元结构边坡的支护效果差异,本文基于典型二元结构边坡模型,分别设置三种不同的锚杆结构,然后施加台湾集集大地震实测地震波进行锚固边坡动力有限元分析。通过模拟分析地震过程中边坡动力变形特性及锚杆结构的内力变化规律,以及对三种锚杆加固后边坡在震前及震后的稳定性进行对比研究,试图阐明二元结构边坡锚固的动力敏感性,为边坡的锚固结构选型及抗震加固设计提供参考依据。

1　GeoStudio 动力分析原理

1.1　GeoStudio 耦合分析基本思路

GeoStudio 软件是目前进行边坡动力耦合分析较成熟的计算平台,通过 QUAKE/W、SIGMA/W 与 SLOPE/W 模块藕合计算,可以较全面的研究边坡及支挡结构在动荷载作用下的应力应变规律,并计算地震作用下各个时刻的安全系数,得出安全系数时程曲线,与实际工程建设要求相符。其计算思路是首先运用 SIGMA/W 模块进行地应力平衡、计算震前锚固边坡的应力场,然后将其应力场导入 SLOPE/W 模块和 QUAKE/W 模块中,在 SLOPE/W 模块中进行滑动面搜索计算初始安全系数,在 QUAKE/W 模块中施加地震波加速度时程曲线进行动力分析。将 QUAKE/W 模块中计算的不同时刻边坡应力场导入 SLOPE/W 模块,进行滑动面搜索即可地震过程中的边坡不同时刻稳定系数,具体流程见图 1。

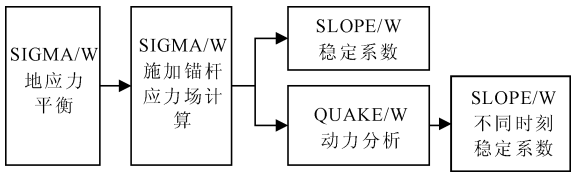


图 1　GeoStudio 模块分析流程

1.2　动力响应分析方法

地震响应分析采用有限元应力法,动力计算时,考虑单元体的惯性力和阻尼力等影响因素,同时将地震荷载施加到有限元网格节点中,动应力平衡方程为:

$$[\boldsymbol{M}]\{\ddot{a}\} + [\boldsymbol{D}]\{\dot{a}\} + [\boldsymbol{K}]\{a\} = \{F\} \quad (1)$$

式中:$[\boldsymbol{M}]$ 为质量矩阵;$[\boldsymbol{D}]$ 为阻尼矩阵;$[\boldsymbol{K}]$ 为刚度矩阵;$\{F\}$ 为荷载向量;$\{\ddot{a}\}$ 为加速度向量;$\{\dot{a}\}$ 为速度向量;$\{a\}$ 为位移向量。

荷载向量由不同的力组成,其方程为:

$$\{F\} = \{F_{\mathrm{b}}\} + \{F_s\} + \{F_{\mathrm{n}}\} + \{F_g\} \quad (2)$$

式中:$\{F_{\mathrm{b}}\}$ 为体力;$\{F_s\}$ 为边界力;$\{F_{\mathrm{n}}\}$ 为节点力;$\{F_g\}$ 为地震力。

有限单元应力法的原理是运用 QUAKE/W 模块迭代计算不同时刻下岩土体的应力应变状态及锚固结构的内力变化,然后将其应力状态导入到 SLOPE/W 模块中进行耦合计算,求解不同时刻的安全系数。安全系数(F_{s})定义为沿着某一滑面的抗剪力 S_{r} 的总和与沿着该滑面的下滑剪力 S_m 的总和的比值,其公式为:

$$F_{\mathrm{s}} = \frac{\sum S_{\mathrm{r}}}{\sum S_m} \quad (3)$$

2　计算模型

2.1　GeoStudio 耦合分析基本思路

本文采用 QUAKE/W、SLOPE/W 和 SIGMA/W 模

块进行耦合分析。边坡模型来源于福建省常见的花岗岩二元结构边坡,即边坡上部为花岗岩风化残积土,下部为较完整的基岩,如图 2 所示。在静力分析时,岩土体均采用摩尔 – 库仑弹塑性模型,动力分析时,土体材料采用等效线性动力模型、岩层材料采用线弹性动力模型,全粘结锚杆与拉力型锚杆锚固段采用梁单元模拟,并沿锚杆长度方向加密划分网格,拉力型锚杆的自由段和压力型锚杆采用杆单元模拟,并施加预应力。在静力计算时,模型的左右边界设置 X 方向位移约束,底面设置 X、Y 方向位移约束,在动力计算时,改变模型的左右边界 X 方向位移约束,将其设置为 Y 方向位移约束,模型尺寸满足计算要求[12]。为了方便分析和描述边坡地震作用下的动力响应,在边坡模型坡面设置监测点,自坡脚到坡顶每隔 8 m 设置一个监测点,编号为:A、B、C、D。具体模型见图 2。

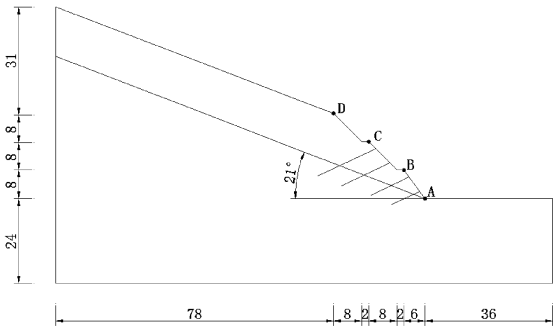


图 2 边坡工程地质模型(单位:m)

2.2 参数选取

锚固边坡的动力响应与动力稳定性分析,其岩土体物理力学参数见表 1。考虑锚杆支护时,锚杆长度由下至上分别为 9 m、12 m、15 m、18 m,竖向间距 4 m,其中拉力型锚杆锚固段均为 6 m,具体设计参数见表 2。动力计算时土层的动力计算参数见图 3,岩层采用线弹性模型,阻尼比为 0.1。

表 1 岩土体物理力学参数

地层类型	重度 γ/(kN·m^{-3})	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 φ/(°)	泊松比 υ	弹性模量 E/MPa
花岗岩风化残积土	20	25	23	0.36	22
基岩	25	40	35	0.30	500

表 2 锚杆物理力学参数

锚杆类型	预应力 P/kN	截面积 C/cm^2	弹性模量 E/kPa	惯性矩 M/cm^4
全粘结锚杆	—	12.6	2.0×10^8	25
拉力型锚杆	–400	12.6	2.0×10^8	25
压力型锚杆	–400	12.6	2.0×10^8	25

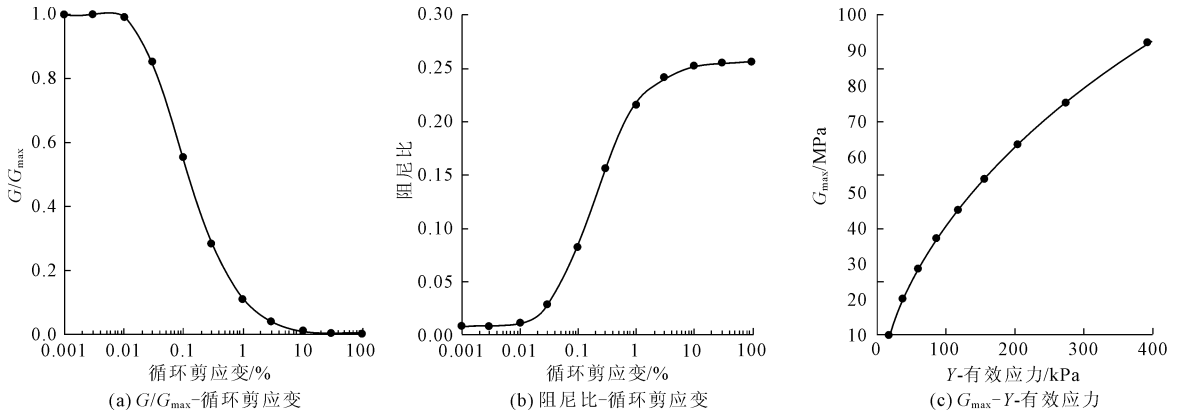


图 3 土体动力力学参数

2.3 地震波基本特征

选取台湾集集大地震实测地震波进行计算,峰值加速度为 0.1 g,地震波记录以 0.005 s 为时间间隔,持时 12 s,地震波的峰值加速度出现在 5.25 s 处。在基线校正后进行地震波输入调整后的地震波加速度时程曲线如图 4 所示。

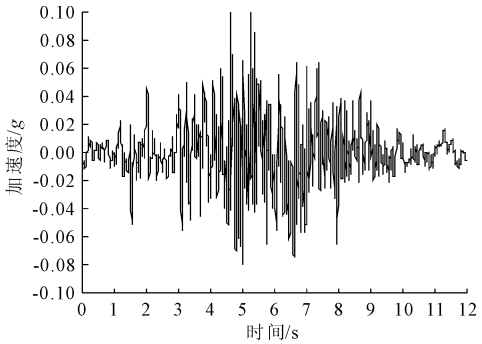


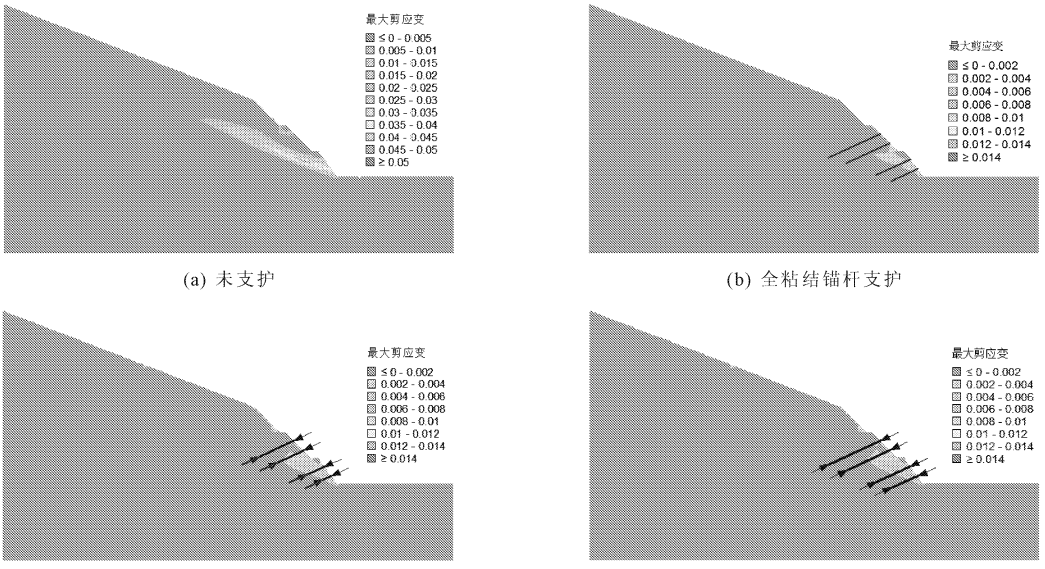
图 4 地震水平加速度时程曲线

3 结果分析

3.1 边坡动力破坏模式对比

边坡破坏结果见图 5。从图 5 可以看出,在地

震作用下,二元结构边坡在施加锚杆前后,边坡破坏状态发生了明显变化,锚固前边坡整体破坏模式为上部土体沿下覆基岩顶面产生整体滑动;锚固后边坡整体滑动趋势被有效抑制,仅坡脚有微小的塑性区,很好的控制了边坡的变形和塑性区的发展,边坡稳定性明显提高。



(a) 未支护　(b) 全粘结锚杆支护

(c) 拉力型锚杆支护　(d) 压力型锚杆支护

图 5　边坡最大剪应变

进一步比较三种不同锚杆结构的加固效果,发现采用拉力型或压力型的预应力锚杆结构加固对边坡整体变形控制效果并无显著区别,但是采用非预应力锚杆加固的边坡潜在变形范围相比采用预应力锚杆加固的边坡变形范围明显偏小,分析认为是非预应力锚杆采用通长粘结锚固,在地震作用过程中对潜在滑动块体可能产生更及时的工程控制,可以避免边坡变形范围的扩大。

3.2　坡面加速度响应分析

为了描述地震作用下坡面加速度的动力响应规律,定义 PGA 放大系数[13],以此来作为评判指标。该放大系数为各测点动力响应加速度峰值(PGA)与输入的地震峰值加速度的比值。锚固前后各监测点 PGA 放大系数的差值及变化规律见表 3。

表 3　坡面各监测点 PGA 放大系数

监测点	未支护 PGA 放大系数/g	全粘结锚杆 PGA 放大系数/g	差值 1 /%	拉力型锚杆 PGA 放大系数/g	差值 2 /%	压力型锚杆 PGA 放大系数/g	差值 3 /%
A	1.25	1.20	-3.79	1.18	-5.17	1.18	-5.16
B	2.62	2.38	-9.26	2.31	-11.75	2.29	-12.66
C	2.58	2.50	-3.05	2.28	-11.70	2.28	-11.55
D	2.38	2.28	-3.98	2.35	-1.19	2.37	-0.39

由表 3 可以看出:相较于未支护边坡,锚固后的边坡坡面峰值加速度放大系数显著降低,预应力锚杆锚固边坡的 PGA 放大系数除坡顶 D 较全粘结锚杆支护边坡降低程度较低外,B 点、C 点能够降低 10%以上。与采用全粘结锚杆支护相比,预应力锚杆支护对坡面加速度放大作用的抑制效果更加显著。由图 6 可以看出,边坡坡面各点峰值加速度相比输入的峰值加速度(0.1 g),具有放大效应。各点加速度峰值随坡高先增大后减小。

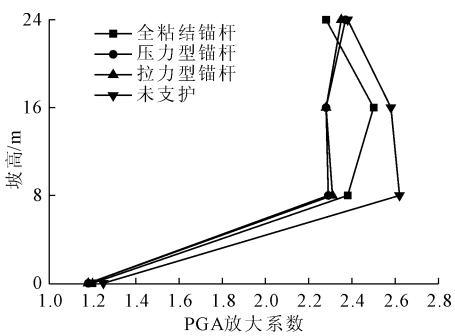


图 6　坡面各点 PGA 放大系数

3.3 不同锚杆类型轴力变化规律

(1) 全粘结锚杆轴力变化规律。在地震作用之前,锚杆轴力呈驼峰型分布,轴力突变点出现在土岩交界面处,即潜在滑动面附近。各排锚杆轴力分布不均,第 2 排锚杆轴力最大,第 4 排锚杆轴力最小,见图 7。

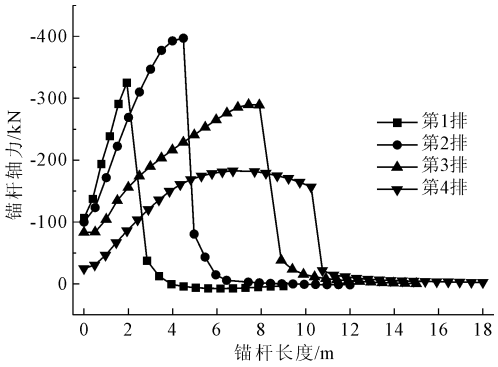


图 7 震前全粘结锚杆轴力分布

在地震过程中,锚杆轴力分布总体呈驼峰型,轴力最大值位于土岩交界面附近;本次分析选取各锚杆轴力最大值进行分析,其随时间变化关系见图 8。

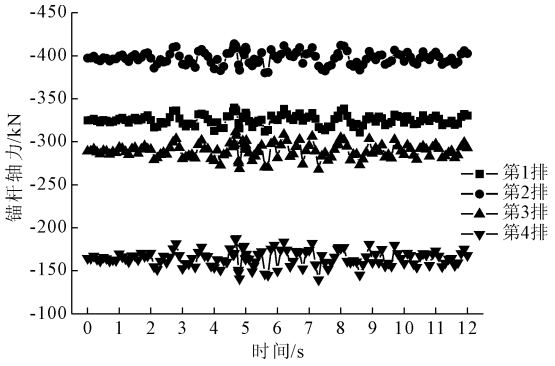


图 8 全粘结锚杆轴力最大点随时间变化曲线

由图 8 可知,边坡各排锚杆轴力差异较大,其中第 2 排锚杆的轴力最大值在 400 kN 左右波动,而第 4 排锚杆轴力最大值在 170 kN 左右波动,显示在地震荷载作用下,边坡变形发展始于坡脚附近,自下而上坡体动力响应逐步衰减。

在地震作用之后,边坡总体将经历明显的应力重分布过程,从而导致锚杆轴力伴随边坡应力重分布过程产生突变,具有锚杆轴力调整的“滞后性”。锚杆轴力受力如图 9 所示,从图 9 可以看出第一排至第四排锚杆的受力有明显规律,从锚头至锚端,锚杆轴力先增大,至土岩交界面达到最大,然后在逐渐减小至 0 附近。从第一排至第四排,锚杆的轴力最大值先增大后减小,显示边坡破坏从坡脚沿土岩界向上追踪发展的趋势。经历地震作用之后的应力重分布,第二排锚杆的最大轴力达到 617 kN,较震前提高约 55%。轴力突变点仍出现在土岩交界面附近,即潜在滑动面位置没有明显变化。

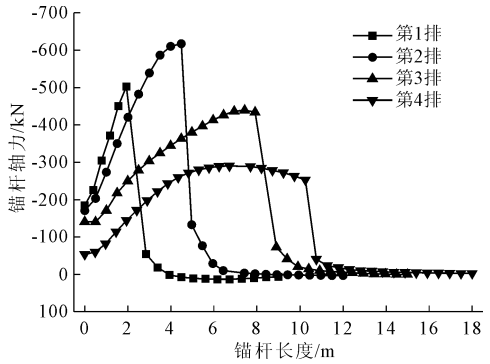


图 9 震后全粘结锚杆轴力分布

(2) 拉力型锚杆轴力变化规律。在地震作用之前,锚杆自由段施加 400 kN 预应力,经边坡应力重分布,锚杆的锚固段轴力向边坡深部依次递减,总体分布呈喇叭口形状,见图 10。

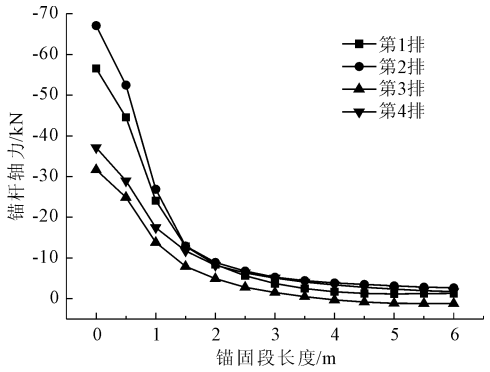


图 10 震前拉力型锚杆锚固段轴力

在地震过程中,对比分析表 4、图 11 的统计结果,可以看出锚杆轴力随地震历时而不断变化,各排锚杆轴力变化值自下而上从第 1 排的 2.6%逐渐增加到第 4 排的 4.48%,但变化幅度均不超过 5%。

表 4 锚杆轴力随地震历时变化最大幅值

锚杆位置	预应力/kN	轴力变化最大值/kN	差值/%
第一排	-400	-410.4	2.60
第二排	-400	-411.4	2.85
第三排	-400	-417.2	4.31
第四排	-400	-417.9	4.48

地震作用结束后,经历应力重分布,锚杆自由段轴力均出现不同幅度的增加,其中第二排锚杆增幅最大,达到 611 kN,较震前提高约 52%(见图 12)。锚杆锚固段轴力总体呈喇叭口形状分布,比较图 10

和图 13 锚杆锚杆段轴,发现锚固段轴力有明显增幅,第二排锚杆增幅最大,达到 96 kN,较震前提高约 45%。综合分析,在地震作用之后,边坡将经历应力重分布过程,从而导致锚杆轴力伴随边坡应力重分布过程产生突变,锚杆自由段和锚固段轴力调整都具有“滞后性”。

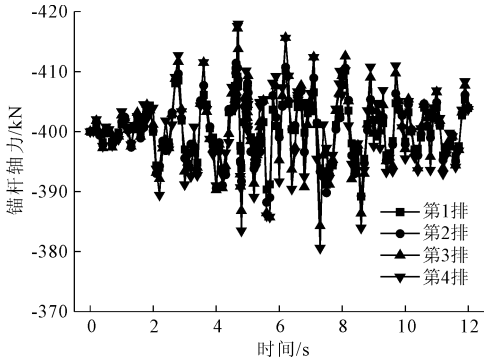


图 11　拉力型锚杆自由段轴力随时间变化曲线

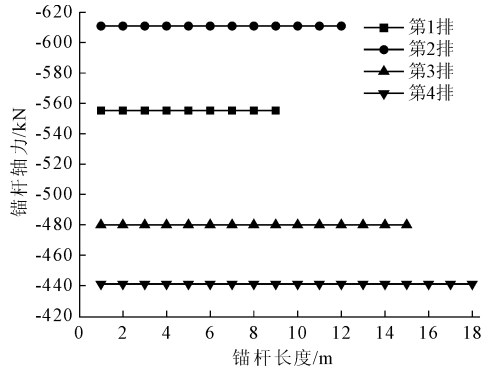


图 12　震后拉力型锚杆自由段轴力

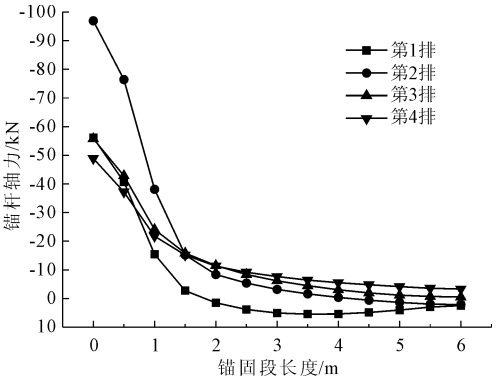


图 13　震后拉力型锚杆锚固段轴力

(3) 压力型锚杆轴力变化规律。在地震作用之前,锚杆施加 400 kN 预应力,在锚杆通长均匀分布。在地震作用过程中,对比分析表 5、图 14 的统计结果,可以看出锚杆轴力随地震历时而不断变化,主要起受拉作用,各排锚杆轴力变化值自下而上从第 1 排的 1.55%逐渐增加到第 4 排的 3.67%,但变化幅度均不超过 4%。

表 5　锚杆轴力随地震历时变化最大幅值

锚杆位置	预应力/kN	轴力变化最大值/kN	差值/%
第一排	-400	-406.2	1.55
第二排	-400	-407.8	1.95
第三排	-400	-413.4	3.34
第四排	-400	-414.7	3.67

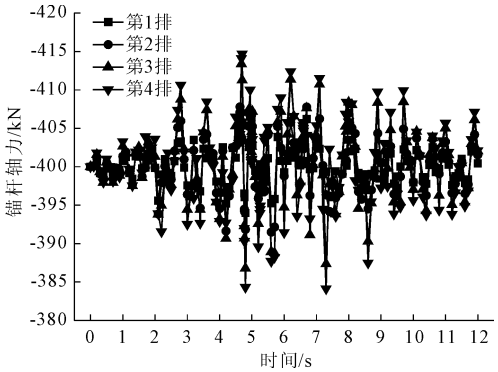


图 14　压力型锚杆轴力随时间变化曲线

地震结束后,经历地震作用之后的应力重分布,锚杆轴力显著增大,见图 15。从图 15 中发现第二排锚杆轴力增幅最大,约增大 160 kN,增幅约 40%。锚杆轴力调整具有“滞后性”。

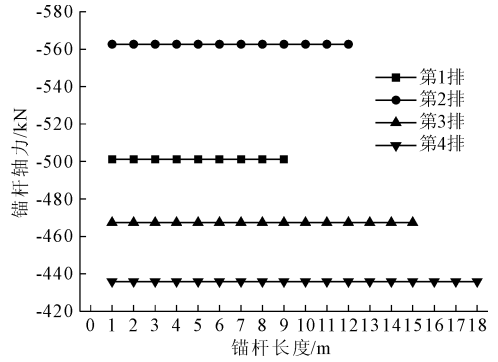
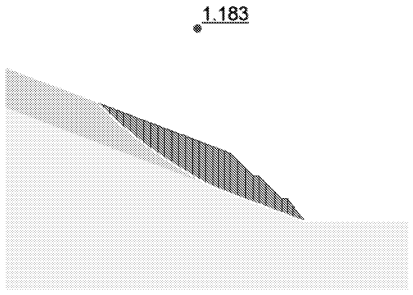


图 15　震后压力型锚杆轴力

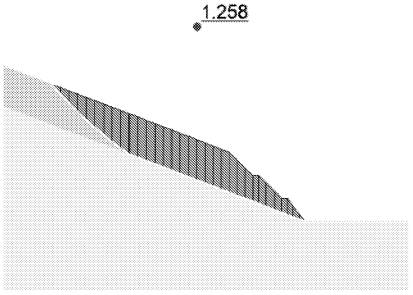
3.4　边坡稳定性动态演化规律

(1) 震前边坡稳定性。在进行边坡动力稳定性分析之前,有必要对其静力稳定性进行分析计算。采用有限单元应力法[14],利用 SIGMA/W 和 SLOPE 模块进行耦合计算,求得初始状态下全粘结锚杆支护后边坡安全系数为 1.183,拉力型锚杆支护边坡安全系数为 1.258,压力型锚杆支护边坡安全系数为 1.253,见图 16。可见初始状态下拉力型与压力型锚杆由于施加预应力,边坡最不利滑动面位置有所调整,但安全系数明显提高,进一步分析发现,拉力型锚杆支护的边坡安全系数略高于拉力型锚杆支

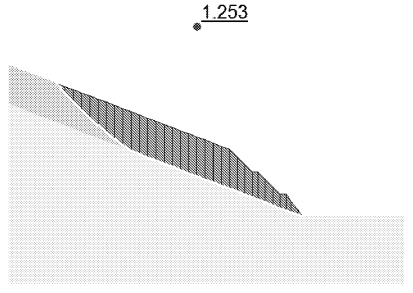
护的边坡。



(a) 全粘结锚杆支护



(b) 拉力型锚杆支护



(c) 压力型锚杆支护

图 16 震前锚固边坡安全系数

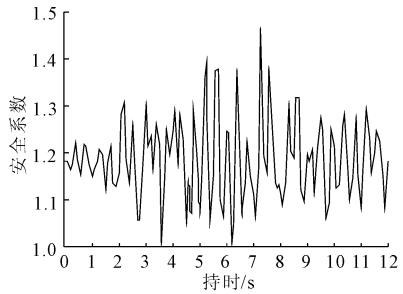
(2) 地震过程中边坡稳定性。同样,采用有限元应力法,利用 QUAKE/W 和 SLOPE 模块进行耦合计算,得到地震作用下不同锚杆类型支护二元结构边坡的动力安全系数时程曲线,如图 17 所示。

从图 17 可以看出,边坡安全系数随地震持续时间不断变化。全粘结锚杆支护安全系数在 1.009 ~ 1.464 之间浮动,拉力型锚杆安全系数在 1.052 ~ 1.531之间浮动,压力型锚杆安全系数在 1.048 ~ 1.527之间浮动。

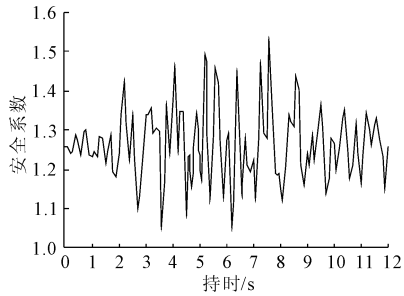
在实际地震过程中,边坡在某一时刻的安全系数小于 1.000,但边坡并不一定会发生失稳破坏,因此,采用最小安全系数来评价边坡动力稳定性并不科学,因此本文采用刘汉龙等[15]提出的最小平均安全系数作为评价指标。其基本公式为:

$$\bar{F}_{\mathrm{smin}} = F_{s0} - 0.65(F_{s0} - F_{\mathrm{smin}})$$

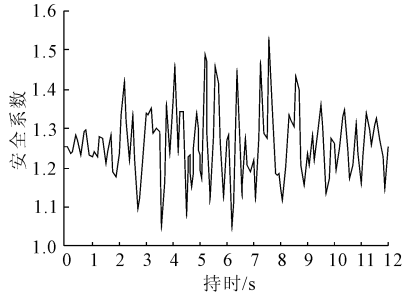
式中:F_{s0} 为初始安全系数;F_{smin} 为最小安数;$\bar{F}_{\mathrm{smin}}$ 为最小平均安全系数。



(a) 全粘结锚杆支护



(b) 拉力型锚杆支护



(c) 压力型锚杆支护

图 17 锚固边坡动力安全系数

表 6 为不同锚固系统作用下的边坡安全系数。由表 6 可以看出虽然不同锚固系统加固后边坡的安全系数均大于 1.000,能够达到控制边坡大变形的要求;但是,非预应力锚杆加固后边坡最小平均安全系数为 1.070,明显低于拉力型预应力锚杆的 1.124 和压力型预应力锚杆的 1.120,显示预应力锚杆加固对于提高边坡地震过程中的整体稳定性具有明显优势。

表 6 动力有限元计算安全系数

锚杆类型	F_{s0}	F_{smin}	$\bar{F}_{\mathrm{smin}}$
全粘结锚杆	1.183	1.009	1.070
拉力型锚杆	1.258	1.052	1.124
压力型锚杆	1.253	1.048	1.120

4 结 论

本文通过建立典型二元结构边坡模型,对比分析三种不同锚杆类型加固边坡的地震响应规律,以

及边坡的稳定性动态演化规律,并得到如下结论:

(1) 地震作用下,拉力型或压力型的预应力锚杆结构对边坡整体变形控制效果无显著区别,但采用全粘结非预应力锚杆加固的边坡对潜在变形范围控制明显小于预应力锚杆加固的边坡。

(2) 地震作用下边坡坡面加速度峰值具有放大效应,边坡锚固后对坡面 PGA 放大系数具有抑制作用,预应力锚杆支护对坡面加速度放大作用的抑制效果优于全粘结锚杆支护。

(3) 经历地震作用之后的应力重分布,锚杆的轴力显著增大,锚杆轴力调整具有"滞后性",全粘结锚杆轴力较震前提高约 55%,增幅最大;拉力型锚杆次之,压力型锚杆轴力增幅最小,最大增幅约 40%。

(4) 相比于全粘结锚杆,采用预应力锚杆加固对于提高边坡地震过程中的整体稳定性具有明显优势。

参考文献:

[1] 卢才金.锚固工程技术在福建省高速公路高边坡治理中的应用[C]//第十三次全国岩土锚固工程学术研讨会论文集.北京:人民交通出版社,2004:32-38.

[2] 王　浩,陈　峰,柳墩利,等.动荷载作用下边坡锚固系统合理设计探讨[J].防灾减灾工程学报,2009,29(6):690-695.

[3] 董建华,朱彦鹏.土钉土体系统动力模型的建立及地震响应分析[J].力学学报,2009,41(2):236-242.

[4] 叶海林,郑颖人,陆　新,等.边坡锚杆地震动特性的振动台试验研究[J].土木工程学报,2011,44(S1):152-157.

[5] 叶海林,黄润秋,郑颖人,等.岩质边坡锚杆支护参数地震敏感性分析[J].岩土工程学报,2010,28(9):1374-1379.

[6] 叶海林,郑颖人,黄润秋,等.锚杆支护岩质边坡地震动力响应分析[J].后勤工程学院学报,2010,26(4):1-7.

[7] 薛亚东,张世平,康天合.回采巷道锚杆动载响应的数值分析[J].岩石力学与工程学报,2003,22(11):1903-1906.

[8] 言志信,张学东,张　森,等.地震作用下边坡的共振响应研究[J].工程抗震与加固改造,2011,33(1):6-11.

[9] 言志信,张学东,张　森,等.基于双向地震作用下边坡共振特性与固有频率研究[J].水文地质工程地质,2011,38(2):46-51.

[10] 彭宁波,言志信,刘子振,等.地震作用下锚固边坡稳定性数值分析[J].工程地质学报,2012,20(1):44-50.

[11] 朱　庆,王　浩.基于 QUAKE/W 的顺层岩质边坡动力响应特征及稳定性分析[J].水利与建筑工程学报,2016,14(6):76-80.

[12] 郑颖人,赵尚毅,张鲁渝.用有限元强度折减法进行边坡稳定分析[J].中国工程科学,2002,4(10):57-61.

[13] 郑颖人,叶海林,黄润秋,等.边坡地震稳定性分析探讨[J].地震工程与工程振动,2010,30(2):173-180.

[14] 郑　涛,张玉灯,毛新生.基于 Geo－Slope 软件的土质边坡稳定性分析[J].水利与建筑工程学报,2008,6(1):6-8,33.

[15] 刘汉龙,费　康,高玉峰.边坡地震稳定性时程分析方法[J].岩土力学,2003,24(4):553-556.

(上接第 39 页)

[4] 陈顺伟,梁　栋,徐东强,等.静、动载荷下桩－土作用体系的非线性有限元分析[J].河北工业大学学报,2012,41(3):78-81.

[5] 赵晓蕾.竖向荷载下桩承载变形性能的数值分析[J].混凝土与水泥制品,2014(9):41-44.

[6] 李　柃.基于简化有限元法的动力群桩—土相互作用效应实现[D].长沙:湖南大学,2015.

[7] 董齐蕾.随机车辆荷载下桥台桩—土体系沉降有限元分析[D].阜新:辽宁工程技术大学,2015.

[8] 赵会永,张玉洁,钟　涛,等.水平受荷桩的变形性能与承载力的灰色系统法预测[J].水利与建筑工程学报,2015,13(1):114-120.

[9] 薛　桦.水平受荷大直径单桩的桩土作用分析[J].建筑技术,2012,43(7):661-663.

[10] 郭　骞,吴宪锴,杜海鑫.浑河大桥嵌岩桩水平加载试验研究[J].水利与建筑工程学报,2017,15(5):144-148.

[11] 张　宇,王忠涛,赵守正.双向水平循环荷载下单桩承载力的离心模型实验[J].水利与建筑工程学报,2014,12(4):27-31.

[12] 中华人民共和国住房和城乡建设部.建筑地基基础设计规范:GB 50007—2011[S].北京:中国建筑工业出版社,2012:167-168.

[13] 丁梓涵.西南山区斜坡场地碎石土地基水平抗力系数的比例系数 m 值取值研究[D].成都:成都理工大学,2016:23-24.

[14] 喻豪俊.斜坡碎石土地基单桩水平承载特性研究[D].成都:成都理工大学,2016:20-21.

[15] 南京水利科学研究院.土工试验规程:SL 237—1999[S].北京:中国水利水电出版社,1999.