

新型复合锚固类结构静力弱化效应 试验研究

曾宪明¹ 李世民^{1, 2} 潘道军³ 林大路¹ 肖玲¹

(1 总参工程兵科研三所 洛阳 471023 2 西安交通大学工程力学系 西安 710055)

(3 解放军南京理工大学工程兵学院 南京 210094)

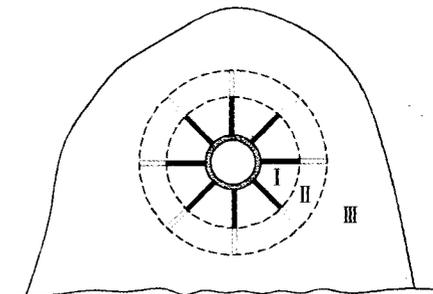
摘要:为研究新型复合锚固类结构的弱化机理及其在静载作用下的特性,进行了静力三轴试验研究。研究表明:①弱化试件同非弱化试件相比,其平均变形量为后者的2.7倍,最大为7.3倍,其平均承载力为后者的1.8倍,最大为3.2倍;②在非弱化试件中的锚杆已达到很高应变状态或试件已产生极限破坏条件下,弱化试件中的锚杆尚处于很低应变状态;③弱化试件荷载~应变关系曲线中的“峡谷”现象是弱化孔间的孔壁介质由于应力集中而出现超载破坏,引起试件产生相对卸载的结果,而多次“峡谷”现象的发生,实质上反映了孔壁介质从破裂、破碎到压实的全过程效应;④复合锚固类结构的弱化效应非常显著,其间存在极大潜能,充分利用这一潜能,将具有巨大的社会、经济和军事效益。

关键词:复合锚固类结构 弱化效应 三轴试验 研究

1 概述

锚固类结构是指锚杆、锚索、土钉、加筋土等一类岩土工程加固、支护结构^[1]。复合锚固类结构是指各种单一锚固结构彼此或与其他传统工法联合使用的一类岩土工程加固、支护结构。按照定义,复合土钉支护可归入复合锚固类结构之中。复合锚固类结构以往在隧道、边坡工程中有大量应用,特别是在1992年以来在城建基坑工程中大有取代单一土钉支护的趋势。与之相应的是开展了许多科研工作,提出了若干有价值的成果^[2, 3, 4]。国外研究与应用情况亦大体如此^[5, 6, 7],只是国外一般不作锚固类结构或复合锚固类结构这种称谓。但是上述工作大多是考虑静力问题,动力问题考虑较少^[8, 9, 10]。复合锚固类结构型式很多,如常用的“锚杆—土钉—超前锚管微桩”、“土钉—锚索—搅拌桩”复合结构等。近年来笔者提出了一种新型复合锚固结构,指出它具有异乎寻常的抗动载能力。这种复合锚固结构,就是在系统布置的锚杆里端部,按照一定的比例,人为地预留一段空孔,使其系统地形成一个弱化区,对原有的围岩介质加以劣化,使该区域内介质强度和稳定性低于原岩区,如图1所示。这样做的结果,就在单一或复合的围岩介

质中造成了三介质系统:1. 原岩区;2. 被弱化区(空孔区);3. 被加固区。由于就材料强度和结构稳定性而言,总是有被加固区>原岩区>弱化区,因而当爆炸波在这三种介质中传播时,弱化区介质首先要产生应力集中并破坏,此时被加固区承载结构上受力较小。弱化区的高应力、大变形和碎裂破坏,换得了结构的安全、稳定及其时间。上述过程已为原型和相似模型动载试验所证实^[8]。但这种结构抗静载性能尚不清楚。为探讨这一问题,笔者进行了此种复合结构与无弱化区的试件的静力三轴对比试验。本文概述了该试验的主要条件、结果和结论。为叙述方便,下文所提新型复合锚固类结构就专指图1这种结构型式。



I—加固区; II—弱化区; III—原岩区

图1 新型复合锚固结构示意图

2 试验方法与条件

试验方法为制作不同类型复合锚固类结构

试件进行静力三轴对比试验，并进行有关参数的量测。

共制作2组试件，每组为3块。一组为弱化试件，见图2。另一组为非弱化试件，见图3。试件采用水泥石制作，水泥含量为土的18%。水泥标号为32.5R。土为洛阳Q₂黄土，制作前过筛，筛孔直径为2mm。水泥石的水灰比为0.6。弱化孔的密度和孔径与锚孔的相同，见图4。锚杆采用φ2的铅丝模拟。注浆为纯水泥浆，水泥标号为32.5R，水灰比为0.5。忽略锚杆垫板和钢筋网面层等因素。

图2、图3分别是设有空孔的三介质系统和无空孔的双介质系统。由于只做弱化效应对比研究，采用图中试件样式，虽是一种简化处理，弱化效果还是有可能显现出来的。

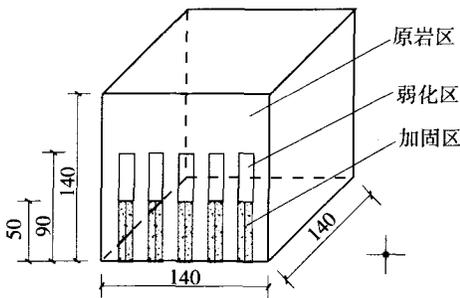


图2 弱化试件透视示意图 (单位: mm)

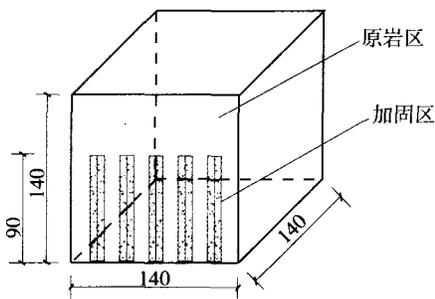


图3 非弱化试件透视示意图 (单位: mm)

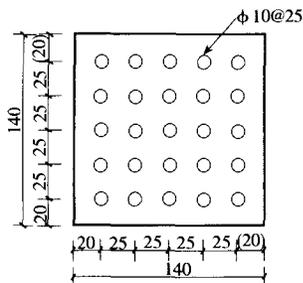


图4 弱化孔布置平面图 (单位: mm)

对两类试件中锚杆作应变测量，各测3根锚杆，每根设5个测点。测点布置在第二交结面上（即锚固体上）。方法是：预先制作锚固体并贴片，然后将其插入灌满砂浆的锚孔中。第一交结面因空间受限而未布测点。弱化试件中锚杆测点布置与非弱化试件的相对应。两类试件中锚杆应变测点布置分别见图5和图6。

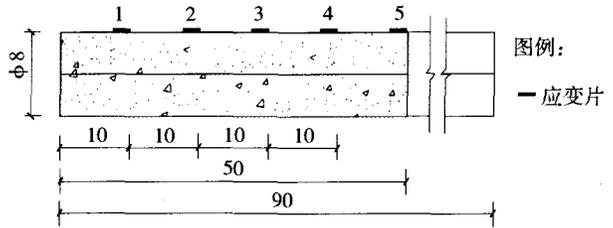


图5 弱化试件中锚杆测点布置 (单位: mm)

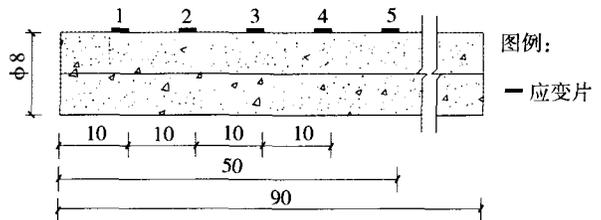


图6 非弱化试件中锚杆测点布置 (单位: mm)

对试件应变的测量采用在试件表面布设测点的方法。先用锉子在试件待贴片部位锉一小槽，然后涂底胶粘贴应变片（连接导线亦用此方法），以免试验时测点被挤坏。两类试件应变测点布置见图7。

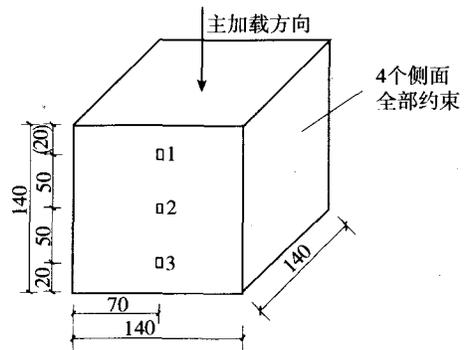


图7 试件应变测点布置透视示意图 (单位: mm)

试件位移采用千分表量测。试验前，将千分表布置在试件主加载方向上。

将制作完毕的试件进行洒水养护，28d后置于拉-压真三轴仪上进行对比试验。外加荷载采用三向受压方式，水平方向限制试件侧向变形和

位移,垂直方向为主加载方向,用压力表测读并记录加载大小。为获得更多的试验数据,初始加载等级较低,且级差较小。加载等级设计见表1。加卸载采用缓慢的速率进行,直至试件产生极限破坏为止。

表1 试验加载等级

加载等级	荷载/Kg	备注
1	200	加载至 每一等 级后均 卸载至 零
2	400	
3	800	
4	1200	
5	1600	
6	2000	
7	2400	
8	2800	
9	3200	
10	3600	
11	4000	
12	4400	
13	4800	
...	...	

3 试验结果

两类试件的荷载~位移曲线分别见图8和图9。

两类试件中锚杆荷载~应变关系曲线分别见图10和图11。

两类试件的荷载-应变关系曲线见图12和图13。

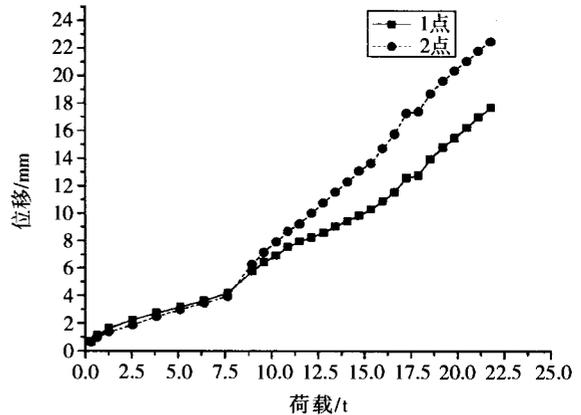


图9 弱化试件荷载~位移关系曲线 (6#试件)

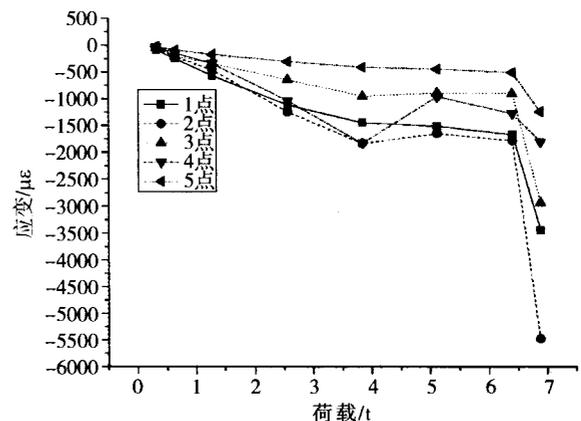


图10 非弱化试件中锚杆荷载~应变关系曲线 (1#试件)

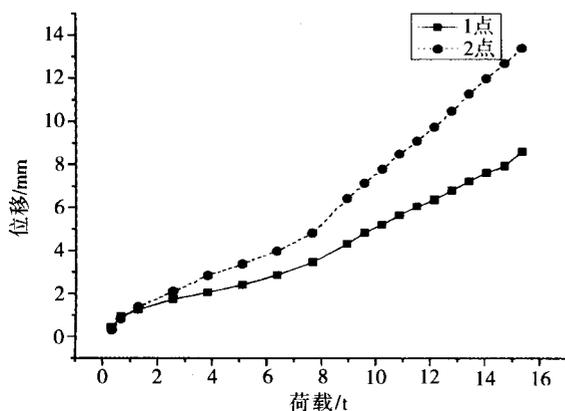


图8 非弱化试件荷载~位移关系曲线 (3#试件)

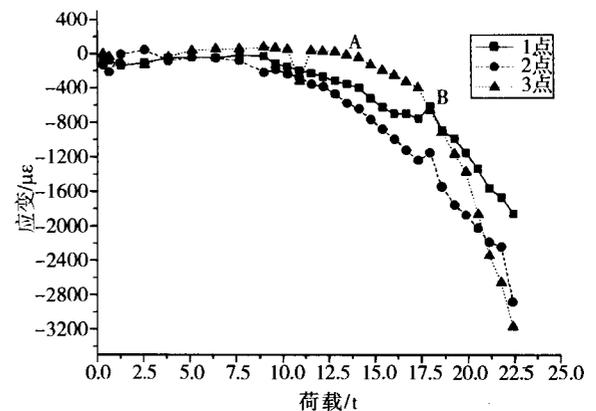


图11 弱化试件中锚杆荷载~应变关系曲线 (6#试件)

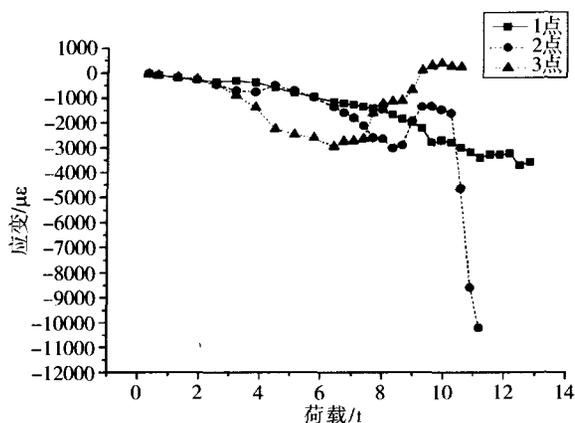


图12 非弱化试件荷载~应变关系曲线(2#试件)

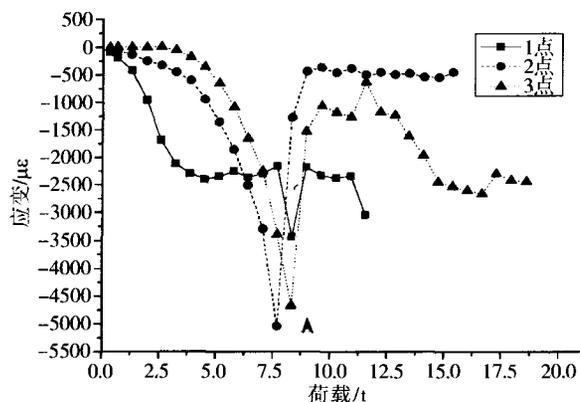


图13 弱化试件荷载~应变关系曲线(4#试件)

4 试验结果分析

4.1 两类试件受力变位分析

分析比较两类试件的荷载~位移关系曲线(图8,图9),它们存在以下特点:

① 位移量值相差悬殊。非弱化试件,最大位移量值分别为3.09mm(1#试件)、7.14mm(2#试件)和13.37mm(3#试件);弱化试件最大位移量值则分别为22.58mm(4#试件)、18.93mm(5#试件)和22.5mm(6#试件)。前者平均位移量值仅为后者的30%。

② 极限破坏荷载相差悬殊。非弱化试件,最大加载等级分别为6.88t(1#试件)、12.8t(2#试件)和15.35t(3#试件);弱化试件的最大加载等级则分别为20.48t(4#试件)、19.2t(5#试件)和21.76t(6#试件)。前者平均极限加载吨位为后者的57%。

③ 偏载问题。在理想状态下,两条位移曲线应重合,不重合就说明试件受力存在偏载问题。非弱化试件从一开始就出现曲线分岔现象,并随着荷载加大而增加。弱化试件在低压段曲线重合良好,此后随着荷载升高,同样出现曲线分岔现象。分析认为,这种偏载问题可能是试件材料不甚均匀,以及试验装置本身性能所引起,可视为一种可容许的误差。

上述①和②的差异是如何造成的?根据非弱化试件荷载~位移关系曲线形态,以及试件在极限破坏时的爆裂声,可以认为此类试件材料属于脆性材料。但由于在弱化试件内设有弱化孔,加载过程中,弱化孔之间的间壁首先产生应力集中,导致间壁首先产生破坏。不过,这种破坏是局部性的,仅限于弱化区,在此区内破坏的产物(碎裂块体)被逐步压裂、压碎、压实之后,试件作为一个整体仍能承受较大的荷载,特别是位于加固区的结构依然完好。非弱化试件则不同,它一旦破坏就带有整体性,发生整体崩溃,无法再承受荷载。

弱化试件具有比非弱化试件大得多的位移。这一位移主要发生在弱化区内。产生大位移的结果必然要耗散大量能量。这里耗散的是弱化孔间的间壁介质的应变能,它由高度应力集中所引起。

4.2 两类试件中的锚杆受力变形分析

分析图10和图11知:

① 两类试件中锚杆均置于相应试件的上端面,其轴线均与主加载方向一致。因而锚杆主要受压,所测得应变值绝大部分取负值,这是合理的。

② 两类试件中锚杆应变存在以下显著差异:A、非弱化试件中锚杆,在加载至6.5t之前,其应变值随荷载增加而增加,且靠近加载面者增加幅度较大,远离者较小;6.5t之后,应变曲线发生突变,随后试件产生极限破坏;B、弱化试件中锚杆,在加载至8.0t之前,不随荷载增加而增加,其量值保持在一个很低的水平(0~-200 $\mu\epsilon$);8.0t之后,随着荷载升高,其应

变值逐步增大,至试件产生极限破坏时止,应变曲线未发生突变现象。

③ 上述现象均因弱化区的存在所引起。弱化试件中锚杆的内锚固端与弱化孔相连。在弱化孔之间的间壁未破坏之前,锚杆整体随间壁的变形而变形,但锚杆与被加固介质不产生大的相对变形,因而受力不明显。

弱化试件中锚杆在承受很低应力水平同时,弱化孔间壁处于高度应力集中状态。试验条件下,当荷载为1000kg时,作用在加固区上的平均压力只有弱化区(间壁)上的53%。待间壁破坏之后,锚杆才开始明显受力。这就是为什么在较高荷载下,弱化试件中测不到锚杆显著变形的原因。

④ 注意图11中的A和B点,在加载过程中,锚杆应变绝对值存在局部短时降低现象。这是弱化孔间壁破裂之后,进一步被压碎、压实的反映。这一过程从试件的荷载-应变关系曲线(图13)中也可得到印证。这表明,在三介质系统中,最弱的弱化区介质是首先破坏的,其结果是使得此时加固结构依然完好无损。

4.3 两类试件受力变形分析

分析图12和图13可见:

① 两类试件应变片的主要受力方向与主加载方向一致,主要受压。所测结果绝大多数为负应变,这是合理的。极个别点出现受拉,系材料不均匀性所致,没有代表性。

② 两类试件最大的差异是:随着荷载增加,非弱化试件应变绝对值呈非线性增加,直至产生极限破坏;弱化试件应变绝对值最初随荷载增加而增大,在达到某一峰值后随荷载增加而减小,在减小到一个很小值后再次随荷载增加而非线性地增大,于是曲线出现“峡谷”(见图13之A点),此谷地约在加载等级为6~9t范围内。此时,弱化试件的荷载~位移关系曲线、锚杆的荷载~应变关系曲线均出现了短暂异常波动,表明“峡谷”现象不是偶然的。

③ “峡谷”现象的实质是,弱化孔之间的间壁由于应力高度集中而出现超载破坏和大变

形,引起试件产生短时相对卸载。

④ 观察弱化试件的荷载~应变关系曲线尾端发现,此时曲线均有上翘趋势,即试件尚有二次相对卸载趋势。实际上,由于量测技术上的原因,数据不是自动采集,而是人工判读,限于时间,且接近破坏阶段,加载难于进行稳定控制,最终有若干数据未能及时获得。如能获得更完整的数据,试件荷载~应变关系曲线可能出现多次“峡谷”现象,即产生多次相对卸载。多次“峡谷”现象的本质,是弱化孔之间的孔壁由破裂→破碎→压实的全过程反映。这一过程极大地延缓了试件产生整体破坏的时间,其间隐含了极大的技术经济效果。

5 结论

① 弱化试件同非弱化试件相比,其平均变形量为后者的2.7倍,最大为后者的7.3倍;其平均极限承载能力为后者1.8倍,最大为后者的3.2倍。

② 在非弱化试件中锚杆已达到很高应变值状态或试件已破坏条件下,弱化试件中锚杆还基本处于不受力或受力较小状态。这是弱化效应所致。

③ “峡谷”现象是弱化孔之间的间壁介质由于应力集中而出现超载破坏,引起试件产生相对卸载的结果。多次“峡谷”现象的产生,实质上反映了孔壁介质从破裂、破碎到压实的全过程。

④ 复合锚固结构的弱化效应非常显著,其间存在极大潜能,充分地利用这一潜能,将具有巨大的社会、经济和军事效益。

⑤ 受试验设备所能提供的极限荷载限制,且又要进行破坏试验,因此,所设计试件的整体强度偏低。

⑥ 取得最优的弱化效应是本项目研究目标。优化弱化效应牵涉到弱化孔的直径、密度和长度之间合理组合关系,并与围岩介质强度和稳定性密切相关。这些工作还有待下一步作深入探讨。

(下转第37页)

移到下一内管,继续压浆。

3.2 缠包热缩带

剥除了外HDPE防护层的索体用热缩带来缠包。热缩带选用长春热缩通缆销售公司出产的热缩补口片,热缩补口片能抗化学腐蚀、抗霉菌和细菌的侵蚀。根据需要缠包位置的索径和长度,剪裁好热缩补口片,如:长 $L=1.15 \times \text{索径} \times \pi + 85$,宽 $b=\text{外露已剥除外HDPE长度} + 100$ 。把剪裁好的补口片缠包在索体上,用煤气喷灯均匀地加热,补口片产生径向收缩,同时胶层融化,均匀地包覆在钢绞线的PE层上,形成一个整体。热缩补口片上端即锚固管出口处与索体形成一个环向接缝,为防止水汽从此处侵入,用环氧砂浆嵌缝密实。

4 结语

荷麻溪特大桥在国内同类桥梁中跨度位居第一,在矮塔斜拉桥上第一次使用钢绞线成品索,斜拉索的安装施工难度大,对比单根钢绞线挂索安装有几个难点:(1)现场需要有大型的起重设备配合挂索安装;(2)索鞍段及两端锚固段需要剥除PE防护层和清洗油脂;(3)斜拉索张拉需要大型的张拉设备,张拉宜采用悬浮张拉工艺。

采用成品钢绞线索挂索安装时间短,斜拉索材料有多层防护,增加了斜拉索的使用寿命。

本次工程施工过程得到业主、承包方、监理、华南理工大学监控组等多家单位的指导和帮助,在此表示衷心地感谢!

(上接第28页)

参考文献

- [1] 曾宪明,陈肇元等.锚固类结构安全性与耐久性问题探讨[J].岩石力学与工程学报.2004,23(13):2235-2242(Zeng Xianming, Chen Zhaoyuan, et al. Exploration for the security and endurance of anchorage type of structure[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(13): 2235-2242.(in Chinese))
- [2] 汪剑辉,闫顺等.复合土钉支护在我国的研究与应用[J].施工技术.2006,35(1):15-19(Wang Jianhui, Yan Shun, et al. Research and application of composite soil nail support in China[J]. Construction Techniques, 2006, 35(1): 15-19.(in Chinese))
- [3] 宋二祥,邱玥.基坑复合土钉支护的有限元分析[J].岩土力学.2001.22(3):241-244(Song erxiang, Qiu yue. Finite element analysis of composite soil nailing for excavation support [J]. Rock and Soil Mechanics, 2001.22(3): 241-244(in Chinese))
- [4] 刘彦忠.复合土钉墙技术在杂填土层基坑支护中的应用[J].岩土力学.2002.23(4):520-523(Liu Yanzhong. Finite element analysis of composite soil nailing for excavation support [J]. Rock and Soil Mechanics, 2001.22(3): 241-244(in Chinese))
- [5] 陈肇元,崔京浩主编.土钉支护在基坑工程中的应用(第二版)[C],北京:中国建筑工业出版社,2000(Chen Zhaoyuan, Cui jinhao edited Application of Soil Nail Support in Foundation Ditch, the second edition, Beijing: Chinese Building Industry Publishing Company, 2000 (in Chinese))
- [6] 美国交通部联邦部局(FHWA-SA-96-069R),余诗刚译,土钉墙设计施工与监测手册[C],北京:中国科学技术出版社,2005(Federal Highway Administration, translated by Yu Shigang, Handbook of Soil Nail Wall Design, Construction and Measuring[C], Beijing: Chinese Science and Technology Publishing Company, 2005 (in Chinese))
- [7] Gyaneswor Pkharel, Tatsumi Ochiai, Design and Construction of a new Soil nailing (PAN Wall) method[J]. Ground Engineering. 1997,30(5): 28
- [8] 曾宪明,杜云鹤等.土钉支护抗动载原型与模型对比试验研究[J].岩石力学与工程学报.2003,22(11):1892-1897(Zeng Xianming, Du Yunhe, et al. The prototype and model comparison study resisting dynamic load with soil nail supporting [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2003, 22(11): 1892-1897(in Chinese))
- [9] 喻晓今,曾宪明等.土钉瞬态应力的试验研究[J].岩石力学与工程学报.2004,23(s1):4438-4441(Yu Xiaojin, Zeng Xianming, et al. Testing study on transient stresses in soil nail [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2004, 23(s1): 4438-4441 (in Chinese))
- [10] 喻晓今,余学文等.数种情形下土钉的瞬态应变累积效应分析[J].华东交通大学学报.2006,23(4):1-4(Yu Xiaojin, Yu Xuewen, et al. Analysis of the effect of cumulation of transient strain on soil nail in several cases[J]. Journal of East China University 2006, 23(4): 1-4 (in Chinese))