

基坑锚杆与土钉复合支护的FLAC数值分析

冯永¹, 王琳鸽²

(1. 河南工业大学土木建筑学院, 河南 郑州 450001;

2. 河南城建学院土木与材料工程系, 河南 平顶山 467036)

摘要: 预应力锚杆+土钉复合支护技术在基坑工程中的应用已越来越广泛。本文以郑州市王家寨基坑工程为实例, 采用FLAC数值分析法建立了基坑锚杆与土钉复合支护计算模型。对土体选取理想弹塑性本构模型, 对预应力锚杆和土钉选取cable单元, 同时考虑支护体系与土体之间的相互作用, 对基坑的开挖支护的动态过程进行了模拟分析, 研究了基坑开挖对土体的扰动、基坑位移变化以及土钉和锚杆的内力分布规律。研究结论对锚杆与土钉复合支护设计具有一定借鉴意义。

关键词: 基坑; 锚杆与土钉复合支护; FLAC数值分析

中图分类号: TU435

文献标识码: A

文章编号: 1000-0844(2011)01-0056-06

Numerical Analysis on the Composite Support Technique of Prestressed Anchor Arm and Brad by FLAC

FENG Yong¹, WANG Lin-ge²

(1. Civil Engineering School of Henan University of Technology, Zhengzhou 450001, China;

2. Civil & Material Department of Henan University of Urban Construction, Henan Pingdingshan 467036, China)

Abstract: The composite support technique of prestressed anchor arm and brad has been more and more widely used in foundation pit excavating. Taking a deep foundation excavation at Wangji-azhai, Zhengzhou city as an example, the computation model for the composite support technique of prestressed anchor arm and brad is established using FLAC numerical analysis method. The dynamic process of foundation excavating and support, considering the mutual effect between the support system and soil mass, is simulated. The destabilization of excavation on soil, the displacement change of foundation pit and inner force of brad and prestressed anchor are studied. The conclusions had some reference value for design and construction of the support technique.

Key words: Foundation pit; Composite support technique of prestressed anchor arm and brad; Flac numerical analysis

0 引言

随着国民经济的发展, 城市中的高层建筑越来越多, 深基坑工程已经成为土建工程中具有显著地位的组成部分, 相应的基坑支护问题也已经成为我国建筑工程界的热点问题之一^[1]。

过去传统的基坑支护方式一般采用桩、板、墙、管、撑等, 这些方法受力明确, 易于设计, 设备简单,

便于操作。但这类方法工程事故率较高, 随着基坑工程新特点的出现, 它与基坑的不相适应性日渐突出。随着基坑支护设计计算理论不断改进, 施工工艺不断完善, 其中锚杆(土钉)支护技术因其技术先进、经济可行、质量可靠、施工快捷简便, 可在施工过程中动态调整等特点而在基坑工程中得到了广泛的应用。尤其是当对于基坑的水平位移和沉降有严格

收稿日期: 2010-05-07

基金项目: 河南工业大学高层次人才基金(2009BS031)

作者简介: 冯永(1984-), 男(汉族), 江苏徐州人, 博士, 主要从事岩土工程及工程地质的科研及教学工作。

要求时,采用预应力锚杆与土钉的复合支护技术,两者共同对基坑边坡土体形成约束作用,能有效防范基坑边坡土体的潜在滑动,控制基坑变形^[2]。

目前对锚杆与土钉复合支护技术的理论研究还较少,理论和方法落后于工程实践。对于基坑体系的计算有必要考虑岩土体和支护体系间的相互作用以及开挖过程中的非线性,显然传统的简化力学模型难以满足要求,而数值模拟方法可以从宏观整体趋势上分析岩土体开挖效应的变化规律。在众多数值方法中,FLAC(快速拉格朗日分析法)适用于大多数工程力学问题,能够较好地模拟岩土材料在达到强度极限和屈服极限时发生破坏或塑性流动的力学行为。

本文以郑州市王家寨基坑工程锚杆与土钉复合支护的设计与应用为实例,使用 FLAC 数值方法对该种支护方式进行了初步分析,以期对其作用原理进行更深入的了解,从而为基坑锚杆与土钉复合支护技术的设计、施工提供有益的参考。

1 工程概况及支护方案设计

1.1 工程概况

郑州市王家寨商场拟建建筑为地上 27 层,地下室两层的高层建筑。基坑工程平面形态为矩形,基坑尺寸 100 m×30 m,深度为 11.5 m。基坑南侧和西侧为 25 m 宽的城市道路,基坑沿马路边线垂直下切,没有放坡的余地。基坑重要性等级为一级。为了确保基坑邻近交通马路和建筑物的安全,要求基坑护壁工程的设计和施工必须安全可靠、整体稳定。

1.2 地层条件

根据勘察资料,场区内地层情况从地表起自上而下依次如表 1 所示。

表 1 场区土层力学性质参数						
土层名称	厚度 /m	重度/ kN·m ⁻³	粘聚力 /kPa	内摩 擦角/°	变形模 量/MPa	泊松比
杂填土	0.8~1.5	17.5	13	16	9	0.4
粘质粉土	6.5~7.2	18.9	20	21	18	0.33
砂质粉土	0.5~1.5	19	22	23	18	0.33
粉质粘土	>9	19.5	20	22	18	0.33

1.3 基坑支护方案设计

根据地质报告及周边环境条件,决定采用预应力锚杆+注浆土钉+喷射混凝土面层的复合支护方案,按分析计算和工程类比法确定支护参数。

基坑开挖共分 9 步进行,第一步开挖为 1 m,第 2 步到第 6 步各为 1.5 m,第 7 步到第 9 步各为 1

m。其中第 2 步和第 5 步采用锚杆支护,其余则采用土钉支护,共设计 7 排土钉和 2 排预应力锚杆,支护设计剖面如图 1 所示。设计时取坡顶附加荷载为 20 kN/m²,距离坡顶 2 m。

预应力锚杆采用直径 32 mm 的精轧螺纹钢,施加预应力 150 kN,长度 15~17 m,倾角 10°,水平间距为 1.3 m,竖向间距见图 1 所示。第一排锚杆设置于地表以下 2.5 m,第二排锚杆设置于地表以下 7 m。

土钉主筋采用直径 25 mm 的 HRB335 热轧螺纹钢,长度 6~11 m,倾角 10°,水平间距也为 1.3 m,竖向间距 1.0~1.5 m,第一排土钉距基坑坡顶 1 m。基坑边壁面层采用钢筋网喷射混凝土。

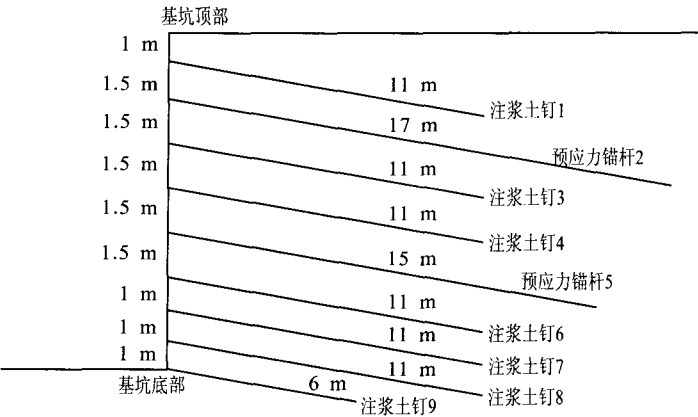


图 1 王家寨基坑边壁预应力锚杆
+土钉复合支护断面图

Fig. 1 Profile for the Wangjiazhai supporting foundation pit by prestressed anchor arm and brad.

2 数值模拟分析

2.1 基本假设

为了便于建立分析模型,结合该基坑工程的实际支护情况,做如下假定^[3]:

- (1) 该支护结构是平面应变问题;
- (2) 为了突出体现锚杆以及土钉对基坑的加固效果,在模拟时不考虑混凝土喷层的加固作用,而是把锚杆、土钉和灌浆体的参数适当提高进而近似的抵消忽略喷层所产生的误差;
- (3) 锚杆、土钉与周围土体、浆体完全粘结,满足变形相容条件;
- (4) 模拟计算过程中,由于降水充分,不考虑地下水的影响。

2.2 土体本构模型及相关参数^[4]

本次模拟岩土体采用理想弹塑性模型,其屈服

准则采用摩尔-库仑屈服准则。

岩土体变形参数采用剪切模量 G 和体积模量 K 。具体计算时根据变形模量 E_0 ，利用公式(1)将其转化为 G 和 K ^[4]：

$$K = \frac{E_0}{3(1-2\mu)}, G = \frac{E_0}{2(1+\mu)} \quad (1)$$

2.3 支护结构单元的选用

FLAC 成功的对锚杆(土钉)机制进行了合理模拟,设锚杆单元(cable structure)是一种一维理想弹塑性单元,仅能承受拉应力和压应力,不能承受弯矩作用^[4]。本模型中土钉和锚杆采用 FLAC 中的锚杆单元进行模拟。

2.4 FLAC 数值分析模型的建立

将二维模型按单位宽度进行延伸形成三维模型,采用 FLAC 进行准三维模拟。

(1) 根据建模要求, x 方向上(水平方向)的影响深度取开挖深度的 3~4 倍,为 90 m; y 方向上(垂直方向)的影响深度应取基坑开挖深度的 1~2 倍,为 30 m。开挖深度范围内分成 9 个块(group),共 11.5 m,以模拟基坑的分布开挖工况。而在 z 方向上通常取单宽,忽略支护结构之间的相互影响,本文设置为锚杆和土钉的水平间距宽度;

(2) 初始条件和边界条件设置为地面边界视为静止不动,采用固定铰支,竖直方向没有约束,可以自由滑动,产生竖向位移;

(3) 采用弹塑性模型,对土体施加自重重力场,使土体在初始条件下达到平衡,然后将位移清零,再让模型在建筑物荷载下达到平衡;

(4) 进行开挖步骤,用 null 模型取代要开挖的土体,然后加上支护结构(cable 单元),通过迭代的方法消除不平衡力,计算基坑岩土体变形和支护结构的内力,收敛准则为不平衡力比率满足 10^{-5} 的求解要求;

(5) 重复上一步骤,进行基坑的分步开挖,直至基坑底部。

本文所建模型如图 2 所示。整个基坑模型分块生成,总的划分原则是在锚杆(土钉)所处的范围内网格划分相对较密,周边部分由密渐渐变疏。模型共划分 29 490 个单元,42 253 个节点。

数值计算参数选取:土体参数选取见表 1;土钉钢筋(HRB335)模量取 200×106 kPa;水泥砂浆模量取 20×106 kPa;钉土粘结强度取 50 kPa;预应力锚杆钢绞线模量取 180×106 kPa。

3 计算结果分析

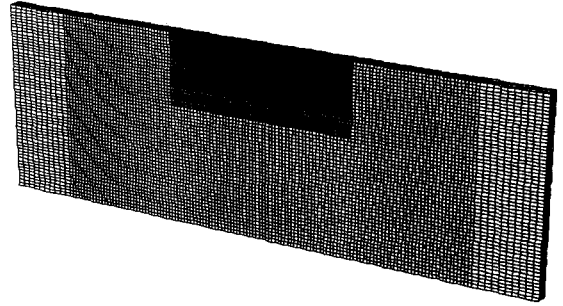


图 2 计算模型网格生成图

Fig. 2 Mesh for computation model.

如前所述,基坑开挖分 9 步进行,每步开挖完成后立即进行支护,模拟计算按照实际施工顺序进行。

3.1 不平衡力分析

图 3 为基坑开挖过程中土体内最大不平衡力与计算时步的关系。由图 3 可知:基坑每次开挖后系统不平衡力都迅速增大,出现峰值。然后由于锚杆和土钉支护的作用,不平衡力又迅速回落,并最终降低到一个很低的范围并趋于稳定。说明每次的开挖都引起了土体的扰动,使模型从平衡状态转为不平衡状态,随着时间的推移,不平衡力逐渐消散均化到土体中,最终趋于平衡。其中第 5,6,7 步开挖(5.5~9.5 m 深度范围)引起的不平衡力明显大于其他步开挖引起的不平衡力,引起的土体扰动最大,需引起足够重视。

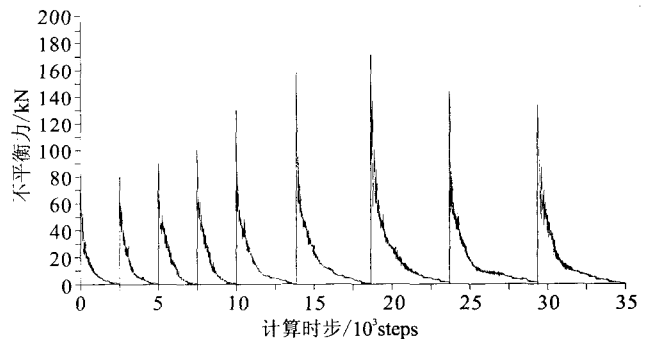


图 3 不平衡力变化曲线

Fig. 3 Variation curve of disequilibrium force for computation.

3.2 锚固基坑的水平位移

为了监测基坑的水平位移,在基坑边壁上布置 10 个监测点,同时在离基坑边壁水平距离 8 m 位置的竖向上也布置 10 个监测点,由 History 命令来监视位移情况(图 4)。模拟的开挖结束后的各点水平位移如图 5 所示。

由图 5 可以看出:

(1) 对于土质基坑,最大水平位移一般都发生

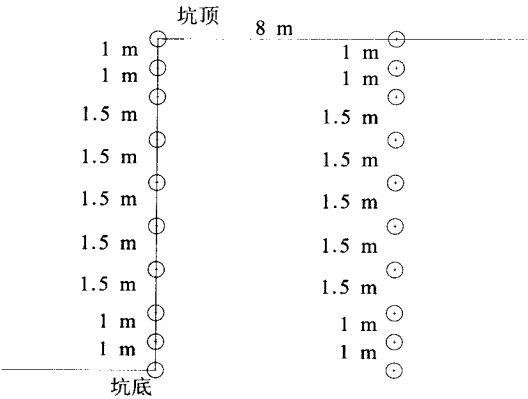


图 4 水平位移监测点布置示意图

Fig. 4 Allocation of monitor points for horizontal displacement.

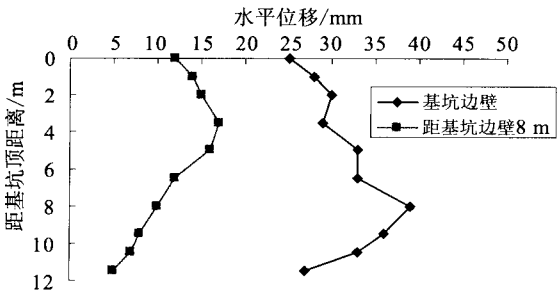


图 5 基坑水平位移

Fig. 5 Horizontal displacements of the foundation pit.

在基坑边壁表面, 远离基坑边壁的基坑介质内部水平位移相对较小。

(2) 基坑边壁处水平位移特征是: 基坑侧壁上部的水平位移数值稍小, 而基坑侧壁的中下部水平位移数值较大, 其侧向变形呈鼓状, 位移最大值为 39 mm, 位于距离基坑顶部 8 m 左右。因此这个部位是基坑变形破坏的重要部位, 施工过程中要严密注意基坑的水平位移发展。

为了验证数值模拟结果的正确性, 将模拟结果与实测结果进行了对比, 位移曲线走势两者相差不大, 实测得到的基坑边壁水平最大位移值为 33 mm, 计算值比实测值大 18.2%。

3.3 锚固基坑的垂直位移

为了监测基坑的垂直位移, 在基坑顶部布置 10 个沉降监测点, 同时在离基坑顶部 5 m 位置的水平方向上也布置 10 个监测点(图 6), 由 History 命令来监视位移情况。模拟的开挖结束后的各点垂直位移如图 7 所示。

由图 7 可以看出:

(1) 基坑开挖结束后基坑介质内的垂直位移都是地表最大, 随深度的增加而衰减。

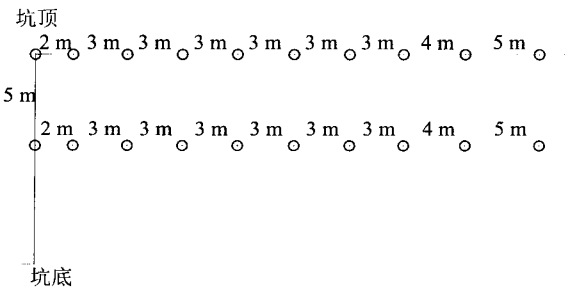


图 6 垂直位移监测点布置示意图

Fig. 6 Allocation of monitor points for vertical displacement.

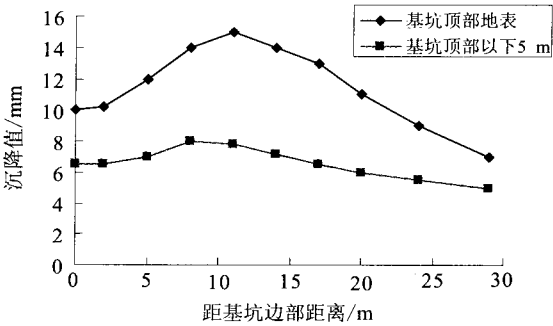


图 7 基坑垂直位移

Fig. 7 Vertical displacement of the foundation pit.

(2) 地表及不同深度上的垂直位移分布的共同特征是: 附加荷载中心正下方的垂直位移最大, 两侧较小。最大垂直位移 15.3 mm, 位于距离基坑边部 11 m 处。

为了验证数值模拟结果的正确性, 将模拟结果与实测结果进行了对比。位移曲线走势两者相差不大, 实测得到的基坑顶部垂直最大位移值为 17.6 mm, 计算值比实测值小 13.1%。

3.4 锚杆和土钉轴力分析

(1) 根据土钉工作的机理分析, 土钉轴力最大点在滑动面处, 即土钉所受的剪力的方向发生变化的点, 因此研究重点是其最大轴力的分布规律。根据数值计算得出的土钉轴力沿长度的分布情况, 见图 8。

由图 8 可知, 对于同一根土钉而言, 其内力并不均衡, 土钉的轴力(拉力)沿其长度变化。其中上部土钉(土钉 1 和 3)轴力一般表现为中间大两边小的规律, 呈枣核状。而随着土钉所处深度的增加, 土钉轴力最大值的位置有所变化, 呈现端头轴力最大, 沿土钉方向往土体内逐渐减小的抛物线状分布(土钉 4, 6 和 8)。也就是说, 在基坑垂向上每排土钉轴力最大值位置自上往下逐渐向面层(基坑边壁)方向进行偏移, 上部第 1 排土钉的轴力最大值基本上在土

钉的中后部(远离基坑边壁),而最后一排土钉最大轴力出现在快接近基坑边壁的地方。由图8所示的各层土钉最大轴力值及其相应位置的数据,得出各层的土钉最大轴力点连线,如图9中所示。

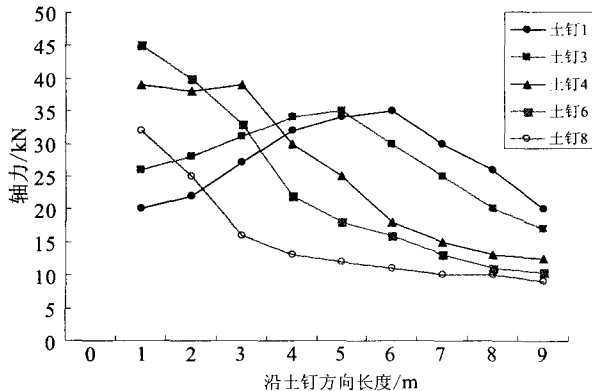


图8 土钉轴力分布

Fig. 8 Shaft force distribution on brads.

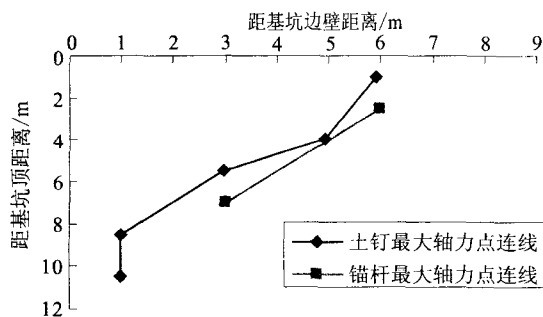


图9 各层土钉及锚杆最大轴力点连线

Fig. 9 The maximum shaft force lines of brads and anchors.

上述轴力最大值位置的变化规律实际上是土钉锚固工作性能的反映。在土体发生变形的情况下,土体的应变大于土钉的应变(因土钉的弹性模量远大于土体的变形模量),于是从土钉与基坑连接处向土体深部,潜在变形土体与土钉界面摩阻力趋向于把土钉从土体中拔出。随着摩阻力增大,土钉轴力沿着长度方向也逐渐增大,在某一位置(该位置为可能不稳定变形体的失稳破坏面)达到最大值。此后摩阻力方向改变,倾向于阻止土钉的拔出,土钉轴力逐渐减少。因此各排土钉轴力最大点位置的连线实质为基坑土体的潜在失稳破坏面(基坑最小安全系数滑动面),其最大轴力点的变化反映了基坑内部土体的位移变化情况和趋势。

对轴力最大点的连线趋势适当延伸,其与基坑边壁约相交于8~9 m的深度位置,即为可能的剪出破坏位置。这与图5得出的结论:在位于距基坑顶部8 m的位置左右,基坑边壁的水平位移最大是

相符的。

(2) 从图8中可见,不同深度位置上的土钉,其受到的最大轴力存在差别。顶部和底部的土钉受力相对较小,基坑边坡中间部位的土钉受力较大。其中位于基坑较深位置处(8.5 m深处)的土钉6的轴力最大值明显大于其它土钉,反映了此处的土体变形较大。不平衡力的分析结果以及基坑边壁位移监测结果进行对比均是在该深度范围内不平衡力以及位移值达到最大值,此范围开挖对稳定性影响较大。

(3) 预应力锚杆最大轴力值在自由段,且在自由段轴力相同,在锚固段逐渐减小,锚杆末端的轴力很小,几乎为零,见图10所示。

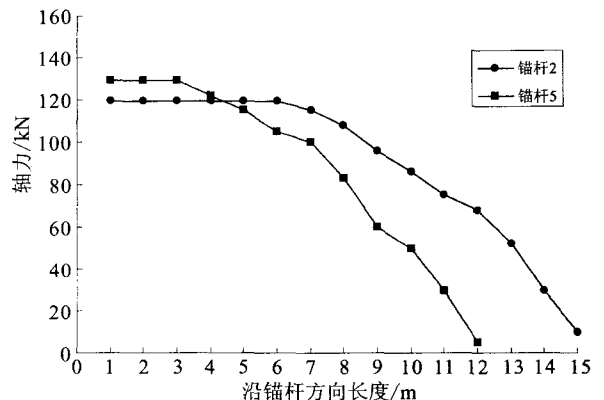


图10 锚杆轴力分布

Fig. 10 Shaft force distribution of anchors.

由图10可知,位于基坑上部的预应力锚杆2的轴力为119.6 kN,最大轴力点延伸至沿锚杆长度方向的6 m处,然后逐渐减小。而位于基坑中下部的预应力锚杆5的轴力最大,为128.8 kN,最大轴力点延伸至沿锚杆长度方向的3 m处。为有效提高基坑稳定性可对下排锚杆的预应力值加大。

结合图9,土钉和锚杆轴力最大点的连线实际为基坑内部土体的潜在失稳破坏面,最大轴力点位置的变化反映了基坑内部土体的位移变化趋势。

4 结论

在基坑支护过程中,锚杆、土钉与岩土体相互作用机制较为复杂,本文采用FLAC数值方法,考虑锚杆(土钉)与土体的相互作用以及锚杆(土钉)的加固作用,通过选择合理土体本构关系、开挖支护模拟过程和锚杆单元(cable structure)来模拟锚杆与土钉复合支护的施工过程是较为合理的,具有一定的参考作用。研究表明:

(1) 基坑分步开挖过程中,第5、6、7步的开挖引起的不平衡力较大,即对土体扰动也较大;

(2) 对于土质基坑,最大水平位移一般都发生在基坑边壁表面,远离基坑边壁的基坑介质内部水平位移相对较小。

(3) 预应力锚杆+土钉支护结构的土钉轴力呈中间大两头小的枣核形或抛物线状,每排土钉的轴力最大值自上而下逐步向基坑边壁方向偏移。预应力锚杆最大轴力值在自由段,且在自由段轴力相同,在锚固段逐渐减小,锚杆末端的轴力很小。而土钉和锚杆轴力最大点的连线基本为基坑土体的潜在失稳破坏面,其最大轴力点位置的变化反映了基坑内部土体的位移变化趋势。

[参考文献]

[1] 曾宪明,黄久松,王作民,等.土钉支护设计与施工手册[S].北

京:中国建筑工业出版社,2003.

[2] 贾金青.深基坑预应力锚杆柔性支护法的理论与实践[M].北京:中国建筑工业出版社,2006.

[3] 王明龙,万林海,黄志全,等.基于FLAC^{3D}的土钉内力分析[J].工程地质学报,2006,14(3):411-418.

[4] 刘波,韩彦辉(美国).FLAC原理、实例与应用指南[M].北京:人民交通出版社,2005.

[5] 吴忠诚,汤连生,廖志强,等.深基坑复合土钉墙支护FLAC-3D模拟及大型现场原位测试研究[J].岩土工程学报,2006,28(增刊):1460-1465.

[6] 丁秀丽,盛谦,等.预应力锚索锚固机理的数值模拟试验研究[J].岩石力学与工程学报,2002,21(7):980-988.

[7] 李志刚,秦四清,张冰峰.土钉支护现场测试及三维竖向模拟[J].工程地质学报,2004,12(1):69-73.

[8] 卢荫盟,沈俊,曾宪桃.预应力锚索加固基坑的三维数值分析[J].岩土工程学报,2005,27(10):1198-1202.

[9] 唐益群,崔振东,王兴汉.密集高层建筑群的工程效应引起地面沉降的初步研究[J].西北地震学报,2007,29(2):105-108.

(上接39页)

[参考文献]

[1] 殷跃平.汶川八级地震地质灾害研究[J].工程地质学报,2008,16(4):433-444.

[2] 胡广韬,毛彦龙,程谦恭,等.地震时滑坡体波动震荡的启程加速动力学问题[R].西安:西安工程学院,1997.

[3] 周维垣.高等岩石力学[M].北京:水利电力出版社,1990.

[4] 张倬元,王士天,王兰生.工程地质分析原理[M].北京:地质出版社,1993.

[5] 胡光韬.滑坡动力学[M].北京:地质出版社,1995.

[6] 毛彦龙,胡广韬,毛新虎,等.地震滑坡启程剧动的机理研究及离散元模拟[J].工程地质报,2001,9(1):74-80.

[7] 祁生文,伍法权,刘春玲,等.地震边坡稳定性的工程地质分析[J].岩石力学与工程学报,2004,23(16):2792-2796.

[8] 杜晓丽.地震荷载作用下岩质边坡稳定性研究[D].西安:西安科技大学,2008.

[9] 辛鸿博,王余庆.岩土边坡地震崩滑及其初判准则[J].岩土工程学报,1999,21(5):591-594.

[10] 鲍叶静,高孟潭.地震诱发崩塌滑坡危险区初步预测[J].中国地震,2004,20(1):89-94.

[11] Per Bak, Chao Tang, Kurt Wiesenfeld. Self-organized Criticality[J]. Physical Review A,1988,1(1):364-374.

[12] 於崇文.地质系统的复杂性[M].北京:地质出版社,2003.

[13] Yao Lingkan, Huang Yuan, Lu Yang. Self-organized criticality and its application in the slope disasters under gravity[J]. Science in China /Ser. E Technological Sciences,2003,46(Supp):20-30.

[14] Yao Lingkan, Qi Ying. Fractal characteristics of gravity landform and its SOC mechanism[J]. Wuhan University Journal of Natural Science,2007,12(4):577-768.

[15] 姚令侃,方铎.非均匀沙自组织临界性及其应用研究[J].水利学报,1997,(3):26-32.

[16] 杨庆华,姚令侃,齐颖.散粒体离心模型自组织临界性及地震效应分析[J].岩土工程学报,2007,29(11):1630-1635.