

桩锚支护结构在回填土地区的应用

张钦喜, 梁德周, 许超

(北京工业大学建筑工程学院, 北京 100124)

摘要: 以国投广场深基坑工程为背景, 研究了桩锚支护结构在深厚回填土地区且个别位置紧邻地铁竖井及隧道情况下的变形规律及锚杆拉力变化, 希望此次工程经验能为今后类似的深基坑工程提供经验和参考。

关键词: 桩锚支护; 支护结构变形; 现场监测; 土压力模拟

中图分类号: TU473 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2012)S0-0358-06

作者简介: 张钦喜(1964-), 男, 汉族, 山东肥城人, 教授, 主要从事地基基础与地下工程的研究。E-mail: zhangqinxi@bjut.edu.cn。

Application of pile-anchor system in backfilling areas

ZHANG Qin-xi, LIANG De-zhou, XU Chao

(College of Architecture and Civil Engineering, Beijing University of Technology, Beijing 100124, China)

Abstract: Based on the deep excavation of GTFC Plaza, the deformation rules and change form of internal force of pile-anchor system which is applied in backfilling areas are discussed, especially the individual position of pile-anchor system being abutted the tunnel and shaft of subway. The analysis of this project case may provide some experience and reference for similar projects.

Key words: pile-anchor system; supporting structure displacement; field monitoring; simulation of earth pressure

0 引言

在北京地区的深基坑工程中, 桩锚支护以完善的设计理论及配套的施工方法, 深受广大设计及施工技术人员青睐。在近些年中, 桩锚支护作为一种最为常见的支护形式, 在北京地区各种常见地层及不同深度的基坑工程中取得了成功, 积累了丰富的实践经验。本文以采用桩锚支护的国投广场深基坑工程为背景, 采用现场监测及数值计算的方法, 研究了桩锚支护结构在深厚回填土地区且个别位置紧邻地铁竖井及隧道的情况下的变形规律及设计施工过程中应当注意的问题, 并采用改进的土压力模型对支护结构的变形及内力进行试算, 找出适合该类型土层的土压力模型。

1 工程条件

1.1 工程概况

国投广场拟建场地位于北京西客站南广场东南侧, 西临中铁咨询大厦, 东侧为鸿坤国际酒店。基坑北侧及东侧有一条供热管线, 埋深约 4 m, 最近处距离基坑边仅 1.8 m。基坑南侧情况较为复杂, 西南侧紧邻一条于 1997 年修建完成的双线地铁隧道, 东南侧一正在施工的地铁隧道及其竖井。除此之外尚有电力

管线及其竖井, 以及多栋的现场 3 层临建。因此, 基坑南侧成为本次基坑支护及现场监测的重点。本工程 ±0.00 相当于绝对标高 48.30 m, 基底标高 -17.60 m, 基坑实际开挖深度为 15.6~17.0 m。

1.2 工程水文地质情况

根据勘察单位提供的岩土工程勘察报告^[1], 本工程拟建场地属于永定河冲洪积扇的下部, 场地地形较为平坦。根据现场勘察及室内土工试验, 本工程覆盖地区 35 m 深度范围内主要地层为人工填土 (Q4_{ml})、一般第四纪冲洪积物 (Q4_{al+pl}) 和上第三系砾岩和泥岩。根据本场地的工程地质情况, 将现场地层划分为 6 个土层, 各土层主要物理力学参数见表 1。

表 1 土层物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of soils

序号	土层	厚度 /m	重度 / (kN·m ⁻³)	黏聚力 /kPa	摩擦角 / (°)
1	杂填土	5.4	18	0	10
2	圆砾	5.8	20	0	35
3	卵石	4.1	20	0	40
4	卵石	10.2	20	0	45
5	强风化岩	5.6	20.5	0	—
6	强风化岩	5.0	20.1	0	—

在基坑南侧, 基坑开挖深度范围内绝大部分均为回填土, 对于该特殊土层, 依据勘察报告, 其物理力学参数取值为: 重度 $\gamma = 20 (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$, 黏聚力 $c = 0 \text{ kPa}$, 内摩擦角 $\varphi = 20^\circ$ 。拟建支护结构与地铁隧道、回填土相对位置见图 1。

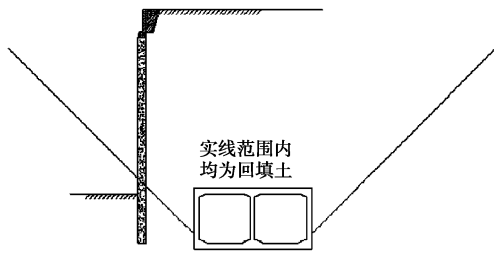


图 1 拟建支护结构与地铁隧道及回填土相对位置示意图
Fig. 1 Relative position of pile-anchor system, subway tunnel and miscellaneous fill

2 基坑支护及监测方案

2.1 基坑支护方案

基坑采用桩锚支护形式, 除基坑南侧外, 其他坡面先开挖一步土方然后设置土钉墙。由于基坑开挖后地表工作面狭窄, 在桩顶连梁施工完毕后, 于连梁顶砌筑一道挡土墙, 墙顶与地面齐平, 挡土墙与土钉墙之间用素土填筑。护坡桩为人工挖孔灌注桩, 桩径 0.8 m, 桩间距 1.6 m。桩长 19.5 m, 嵌固深度 4.5 m。锚杆为一桩一锚, 间距 1.6 m, 在不同剖面设置 3~5 排锚杆。以基坑南侧剖面为例: 第一道锚杆在 -3.2 m 处, 倾角 15° ; 第二道锚杆在 -6.8 m 处, 倾角 15° ; 第三道锚杆在 -9.8 m 处, 倾角 10° ; 第四道锚杆在 -12.8 m 处, 倾角 5° 。除第一道锚杆在 $800 \text{ mm} \times 600 \text{ mm}$ 的桩顶连梁上外, 其他锚杆均设置于由两根 28b 的工字钢组成的钢腰梁上。

2.2 基坑监测方案

本工程施工采用信息化施工, 通过现场监测, 了解护坡桩桩身位移、桩顶位移、锚杆内力变化以及周边建筑物及构筑物的沉降^[2]。通过对监测数据的整理及分析, 综合反映支护结构的工作状态。并以此为依据, 预测后续施工过程中可能的支护结构变形情况和发生的危险状况, 以及时修改完善设计及施工方案, 确保施工过程中基坑及其周边建筑物的安全。

对比分析此次施工监测中的两个重点位置: 地铁竖井距离基坑边缘较近, 但是已经施工完毕的地铁竖井去基坑外侧大量土方, 属于对基坑支护结构的卸载行为, 而且在后续施工过程中对地铁竖井周围 3 m 范围内进行了注浆处理, 多种情况综合在一起使该位置的支护结构变形不再具有一般性; 中铁咨询大厦距离

基坑边缘较远, 但是该位置具有楼层高荷载大, 且未对该位置进行特殊处理的特点, 因而该位置的支护结构工作状态更具有代表性和一般性。因此监测数据的分析将集中在这一位置, 包括桩身位移以及锚杆拉力的分析, 监测点布置见图 2。

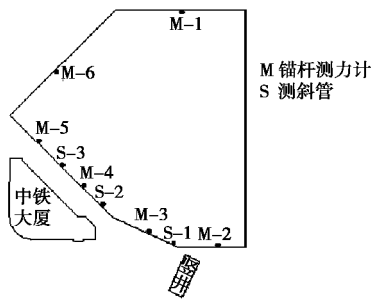


图 2 监测点布置图
Fig. 2 Position of monitoring points

3 监测数据分析

3.1 锚杆拉力分析

本工程所面临的地质情况较为复杂, 且缺少类似条件下的工程经验, 因此基坑支护结构的锚固体系设计较为保守, 并进行了大量的现场监测, 共布置 24 个监测点: 基坑南侧大部分区域设置 4 排锚杆, 监测点编号为 M-4, M-5; 在锚杆锚固长度无法保证的地铁竖井周围设置了 5 排锚杆, 所监测的锚杆编号为 M-2, M-3; 对于其他位置则设置了 3 排锚杆, 锚杆监测编号为 M-1, M-6。

监测结果显示, 在锁定过程中, 锚杆预应力损失较为严重, 主要是锁定瞬间的预应力损失较为严重。分析其原因可能是由于夹片与钢绞线、锚头三者之间发生了相对滑移, 致使钢绞线收缩变形; 以及由锚头、锚具自身刚度不足引起的弹性变形导致的钢绞线收缩变形^[3]。表 2 反映了锚杆锁定瞬间预应力损失较为严重的锚杆预应力损失情况。

表 2 锚杆预应力损失情况

Table 2 Loss of prestress

锚杆编号	设计锁定值/kN	实测锁定值/kN	预应力损失值/kN	预应力损失百分比/%
M2-2	350	220	130	37
M3-4	346	201	145	41
M5-2	350	235	115	33
M5-3	400	239	161	40

在张拉机锁定时, 油压表示数换算得来的拉力即为设计锁定值, 实测锁定值为张拉机完全泄压并撤去千斤顶后锚索测力计的示数。预应力损失值为张拉机

泄压及千斤顶撤去之前和之后锚索测力计示数之差。由上表分析, 锁定瞬间最大预应力损失高达 41%, 整体平均预应力损失率约为 27%。若对其不加治理, 延续原有施工方法及参数, 极可能造成锚固体系乃至整个支护结构的失效。因此建议在保证杆体及注浆材料强度足够的情况下, 适当提高张拉时的锁定值。作为常用的锚杆杆体制作材料, 1860 级低预应力松弛钢绞线的极限抗拉强度为 1860 MPa, 在基坑工程中其抗拉强度设计值为 1320 MPa, 最大设计拉力为 184.8 kN, 强度容易得到保证。对于注浆体, 作为锚杆力学传递体系中的重要组成部分, 锚杆张拉时其抗拉强度要求不低于 15 MPa, 其强度主要影响因子为水泥浆的水灰比、养护时间以及外加剂^[4]。在进行超张拉时, 提高注浆体材料的主要方法为降低其水灰比、延长养护时间, 也可以通过掺入三乙胺醇来加速水泥浆早期的凝结硬化。该工程施工中通过将水灰比从 0.55 降低为 0.45, 并将养护时间从 5 d 增加为 7 d 的方法提高了水泥浆强度后, 将锁定值提高为锚杆拉力设计值的 100% 进行张拉, 效果明显, 避免了锁定瞬间预应力损失较为严重的状况, 表 3 反映了锚杆超张拉后的设计锁定值与实测锁定值的比较情况。

表 3 超张拉对预应力锁定值的影响

Table 3 Impact of super tension on prestress locked value

锚杆 编号	设计锁定 值/kN	实际锁定 值/kN	预应力增加 值/kN	预应力超出 百分比/%
M1-3	400	443	43	11
M2-3	300	347	47	16
M5-4	400	453	53	13
M6-1	300	372	72	24

由表 3 可见, 锚杆依照设计值 (75% 的设计值即为设计锁定值) 的 100%~105% 进行超张拉后, 虽然仍有不小的预应力损失情况 (约为 100 kN, 其大小取决于不同的张拉锁定机具), 但是其锁定的实测值不再小于设计的锁定值, 甚至有可观的预应力超出值, 总体来说, 锚固体系的安全性得到了一定的保证。在支护结构工作中, 通过锚索测力计对锚杆拉力进行的长期的监测。监测过程中发现, 随着基坑开挖深度的增加, 锚杆拉力并没有向理论预期的一样, 通过桩身向基坑内的位移, 带动钢腰梁、垫板、锚头向基坑内移动, 使锚杆自由段再次伸长, 引起拉力的增加。相反, 锚杆拉力在初始阶段略有减少, 而且在之后的一段时间内, 锚杆拉力值仅在一个较小的幅度内跳跃, 并没有较大的变化。锚杆拉力随时间的变化如图 3。

图 3 为编号 M5-1 与 M4-1 的两根锚杆拉力随时间变化曲线的对比图, 两根锚杆距离较近, 地层情况接近, 且设计与施工参数一致。两者的拉力在数值上有

一定的差距, 可能是锁定时预应力损失不同引起的, 但是两者的变化趋势却是一致的, 表明监测数据可信、真实^[5]; 图 4 是锚杆拉力随时间变化的典型曲线。

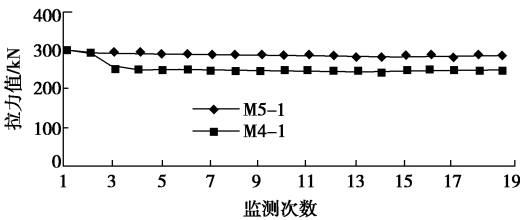


图 3 锚杆拉力变化对比图

Fig. 3 Comparison of internal forces in anchor

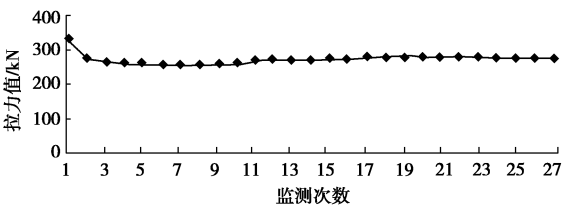


图 4 典型锚杆拉力变化曲线

Fig. 4 Typical curve of internal force in anchor

3.2 桩身位移

基坑土方开挖总体上分为 4 步, 超挖深度 0.5 m。第一步土方开挖至 -4.1 m, 基坑顶部的桩身出现向基坑外侧的位移, 最大位移量为 4 mm; 第二步土方开挖至 -7.1 m, 桩身最大位移出现在 -6.0 m 处, 位移量为 3 mm; 第三步土方开挖至 -10.1 m 处, 桩身最大位移出现在 -7.5 m 处, 位移量为 5.7 mm; 第四步土方开挖至 -14.6 m 处, 最大位移出现在 -8.5 m 处, 位移量为 7.1 mm。图 5 为桩身变形的典型曲线。

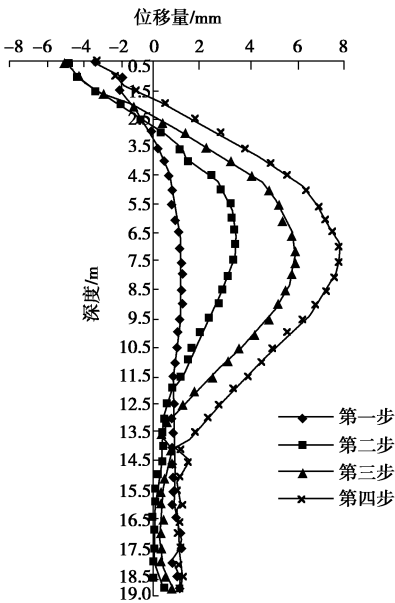


图 5 桩身变形典型曲线

Fig. 5 Typical curves of pile deformation

通过对实测桩身位移曲线与计算值的对比发现, 两者的大致形状虽然同为“反弓形”, 但是在具体的细节上, 仍然存在不同之处: 实测值与计算值相比, 两者出现最大位移量的位置大致相同, 但是最大位移量的数值相差较大, 尤其是开挖深度较大之后。对比结果如表 4。

表 4 桩身位移实测值与计算值对比

Table 4 Comparison between measured and calculated displacements of piles

深度 /m	实测值		计算值	
	变形位置 /m	位移量 /mm	变形位置 /m	位移量 /mm
-4.1	0	-4.0	0	-9.3
-7.1	-6.0	3.0	-7.6	0.91
-10.1	-7.5	5.7	-6.7	4.18
-14.6	-8.5	7.1	-8	14.04

3.3 监测数据与数值计算结果的对比分析

通过锚杆拉力值监测数据与数值计算结果的对比发现, 实际监测得到的锚杆拉力远小于计算数据, 这说明我们的计算理论仍与工程实际情况有一定的差距。作为基坑支护结构设计中常用的朗肯土压力理论, 其主动土压力与被动土压力的计算方法均是建立在挡土结构出现极限位移的情况下的^[6], 而在基坑工程中的桩锚支护体系下, 桩身位移远未达到极限位移状态, 这也就造成了土压力计算失真。针对此问题, Terzaghi 和 Perk^[7]根据柏林和芝加哥地铁工程的基坑挡土结构支撑受力测定情况, 以包络图为基础, 采用 1/2 分担法将支撑轴力转化为土压力, 提出了形如图 6 的内撑体系维护结构的土压力分布图。

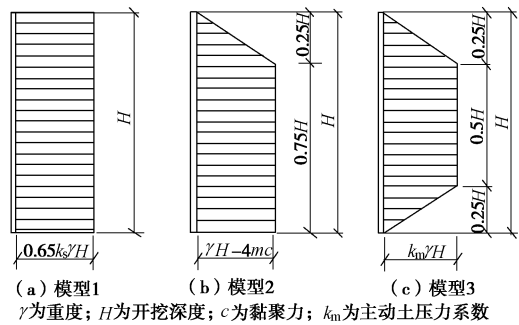


图 6 Terzaghi 和 Perk 提出的土压力分布形式

Fig. 6 Terzaghi and Perk’s distribution modes of earth pressure

以此为依据, 利用理正深基坑设计软件作为计算工具, 以此土压力模型来拟合适用于回填土地区的土压力模型, 模型的适用程度以弹性法计算得到的锚杆最大拉力作为衡量标准。

在计算过程中, 对土层进行细分: 在土压力沿桩身长度不变的区域, 以 1 m 厚度作为一个单元; 在其

他区域, 由于土压力分布形式与计算程序所采用的土压力模型一致, 不再进行细分, 只进行数值的调整。土层划分完成后, 在土压力调整阶段, 通过调整主动土压力系数, 以形成上述的土压力分布形式。

在计算过程中, 以编号 M-4 的锚杆所处的深厚回填土条件及施工参数作为计算依据。此处桩顶标高以上有一个垂直高度为 2 m 的放坡, 在计算中将其简化为地表的半无限超载, 表 5 为各个模型计算结果与实测值的对比。

表 5 实测锚杆拉力值与计算值对比

Table 5 Comparison between measured and calculated internal forces of anchors

锚杆 编号	实测值 /kN	模型 1 计算 值/kN	模型 2 计算 值/kN	模型 3 计 算值/kN
M4-1	245	183	164	184
M4-2	326	288	270	344
M4-3	324	374	360	441
M4-4	351	319	310	320

比较 3 个模型计算值与实测值的接近程度, 引入下列算式:

$$F_i = \sqrt{\sum_{j=1}^{j=4} (a_j - b_{ij})^2} \quad , \quad (1)$$

式中 a_j 为实测值的第 j 行数值, b_{ij} 为模型 i 计算值的第 j 行数值, $i=1, 2, 3$ 。带入数据计算后比较得 $F_1 = 93.87 < F_2 = 112.7 < F_3 = 136.72$ 。

采用模型 1 的计算值比其他两种模型计算值更接近于现场监测数据, 说明此类型的土压力分布模式在回填土地区采用桩锚支护时具有一定的适用性。

3.4 监测数据与 FLAC^{3D} 数值模拟结果的对比分析

FLAC^{3D} 作为常用的岩土工程数值模拟软件, 能很好地模拟桩锚支护结构中锚杆的受力情况, 并且能给出护坡桩节点上所承受的水平外力总和。数值模拟中土体的内摩擦角以及黏聚力均参照勘察报告取值, 弹性模量及泊松比分别取为 10 MPa 和 0.33。土体的本构模型采用理想的弹塑性 M-C 模型, 护坡桩作为受弯构件, 采用 beam 单元模拟, 锚杆采用 cable 单元模拟。整个模型的截面尺寸 40 m×1 m×30 m, 其他参数均参照设计方案设定。在数值模拟中, 锚杆初始预应力不取设计值, 而是按照实测的初始预应力值进行施加。数值模拟模型及结果见图 7。

锚杆拉力的实测值、相近模型计算值与数值模拟计算值的对比见表 6。

通过上表分析发现, 数值模拟的结果与实测值仍有一定的差距。通过 3.2 节中的公式计算得出 $F=35.08$, 小于其他 3 个模型计算值。

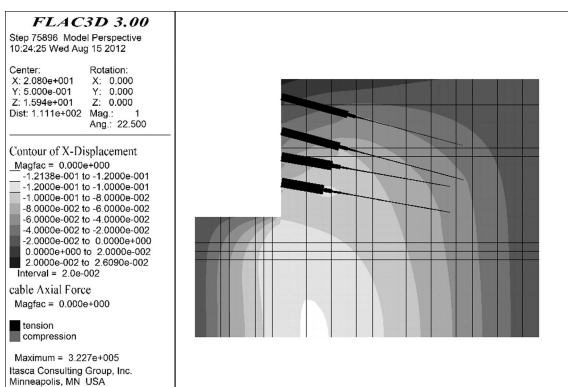


图 7 数值模拟模型及其结果

Fig. 7 Model and results of numerical simulation

表 6 实测锚杆拉力值与模型计算值和数值模拟计算值的对比
Table 6 Comparison among measured, calculated and numerical internal forces of anchors

锚杆 编号	实测值/kN	模型 1 计算值 /kN	数值模拟结果 /kN
M4-1	245	183	235
M4-2	326	288	282
M4-3	324	374	318
M4-4	351	319	322

护坡桩后节点所受外力的水平分力见图 8。图 8 可以在一定程度上反应桩后土压力的分布形式。虽然模型 1 的计算值与数值模拟结果较为相近,但是两者的土压力分布形式却不尽相同,与模型 1 的矩形分布形式相比,数值模拟的土压力分布为“R”型,并且在预应力锚杆施加水平力的位置上产生了突变,与传统的土压力模型具有一定的相似性。

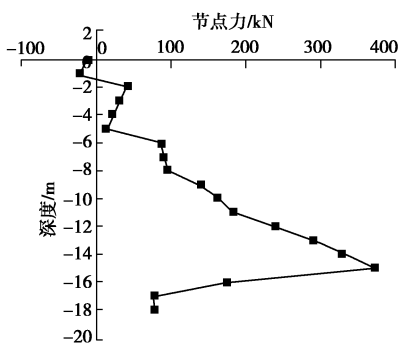


图 8 护坡桩节点所受水平分力

Fig. 8 Horizontal force acting on retaining pile

4 结 论

本文以国投广场深基坑工程为背景,通过对回填土地区桩锚支护结构中护坡桩桩身变形、锚杆内力变化规律的研究,并尝试采用新形式的土压力分布模型对支护结构进行计算,得出以下几点认识。

(1)锚杆内力及护坡桩桩身变形的现场监测数据均小于计算数据,说明工程方案对于回填土区域的支护结构设计较为保守,且回填土的物理力学参数取值较为谨慎,有待完善。

(2)土层锚杆锁定瞬间预应力损失率均值为 27.2%,最大损失率为 41%,情况较为严重。在现场施工过程中应该优化现有的预应力锚杆锁定方式,减少锁定阶段的预应力损失,保证锚固体体系的安全,限制支护结构变形。

(3)通过现场监测得出的锚杆内力变化趋势与计算理论有一定的差异,说明理论计算与现场实际工况之间仍有差距。

(4)通过对改变土压力分布模式来试算锚索拉力的结果分析,计算软件所采用的土压力分布模式仍有一定的改进和优化的空间,矩形的土压力分布模式较现行土压力分布模式更接近于回填土的土压力分布情况。FLAC^{3D} 软件计算得到的锚杆拉力值比理正软件,更接近实测值,但是其土压力分布形式与 Terzaghi 和 Perk 提出的模型 1 具有较大的不同,更接近于传统的土压力分布形式。

(5)作为信息化施工的主要组成部分,现场监测数据能很好地反映支护结构的工作状态,也可以为下一阶段完善理论计算及施工方法提供参考数据。本工程面临的地质条件及周围环境较为复杂,也缺少类似的工程经验,通过对现场监测数据的分析,为下一步的工作提供了很好的参考经验,确保了工程的顺利实施。

(6)在回填土地区进行地基与基础的施工,应该充分考虑新近回填土的湿陷性。本工程锚杆施工采用水钻施工,用水量约为 1.5 t/根。回填土浸水后,致使周边局部地区出现细小裂缝,裂缝位于锚杆锚固段尾部所处土层的上方。

参考文献:

[1] 徐洪球, 刘劲柏, 刘红卫, 等. 西客站南广场工程岩土工程勘察报告[R]. 北京: 中铁工程设计院. (XU Hong-qiu, LIU Jin-bai, LIU Hong-wei, et al. Test report of geological engineering investigation for the project at the south plaza of Beijing west Railway station[R]. Beijing: China Railway Engineering Design Institute Co., Ltd. (in Chinese))

[2] 杨国祥, 李 侃, 赵锡宏, 等. 大型超深基坑工程信息化施工研究[J]. 岩土工程学报, 2003, 25(4): 483 - 487. (YANG Guo-xiang, LI Kan, ZHAO Xi-hong, et al. A study on IT construction for specially big & deep excavation engineering[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering,

- 2003, **25**(4): 483 - 487. (in Chinese))
- [3] 朱晗迺, 孙红月, 汪会帮, 等. 边坡加固锚索预应力变化规律分析[J]. 岩石力学与工程学报, 2004, **23**(16): 2756 - 2760. (ZHU Han-ya, SUN Hong-yue, WANG Hui-bang, et al. Analysis of prestress state of cable applied to rock slope reinforcement[J]. Chinese Journal of Rock Mechanic and Engineering, 2004, **23**(16): 2756 - 2760. (in Chinese))
- [4] 程良奎, 范景伦, 韩 军, 等. 岩土锚固[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003. (CHEN Liang-kui, FAN Jing-lun, HAN Jun, et al. Anchorages of rock and soil[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2003. (in Chinese))
- [5] 张钦喜, 樊绍峰, 王 磊. 土城住宅楼工程锚杆拉力监测及数值模拟分析[J]. 岩土工程技术, 2008, **22**(2): 67 - 70. (ZHAN Qin-xi, FAN Shao-feng, WANG Lei. Measurements and numerical simulation of stress in anchors of Tucheng project[J]. Geotechnical Engineering Technique, 2008, **22**(2): 67 - 70. (in Chinese))
- [6] 丁翠红, 周 玲. 深基坑支护结构上的土压力分布问题研究现状探讨[J]. 浙江工业大学学报, 2009, **32**(1): 64 - 68. (DING Cui-hong, ZHOU Ling. Study of the problem of distribution of earth pressure on retaining walls of deep excavation[J]. Journal of Zhejiang University of Technology, 2009, **32**(1): 64 - 68. (in Chinese))
- [7] TERZAGHI K, PERK R B. Soil mechanics in engineering practices[M]. New York: John Wiley and Sons Inc, 1967.

(本文责编 明经平)