

土钉支护中土钉力和位移的计算问题

杨光华

(广东省水利水电科学研究院 广东省岩土工程技术研究中心, 广州 510610)

摘要: 土钉支护是一种比较经济的支护方式, 工程实践中已广泛应用, 但其设计理论则相对缺乏。针对目前土钉支护设计中存在的主要问题, 即土钉力和土钉支护位移的计算分析, 以工程实测资料为背景, 根据侧壁主动土压力与总土钉力相等的原则, 考虑施工过程的影响和增量法的思想, 提出了基于经验和理论相结合的土钉力计算公式。按照弹性力学理论, 对由于土的开挖引起支护的土体侧移提出了简化的位移计算公式。通过工程实测检验了公式的正确性。这些计算公式简便, 其结果较符合实际, 较好地解决了土钉支护设计的主要问题, 可为工程设计提供参考。

关键词: 土钉支护; 土钉力; 土钉墙位移; 增量法

中图分类号: TU 443

文献标识码: A

Calculation of soil nail forces and displacement in soil nailing retaining wall

YANG Guang-hua

(Guangdong Research Center of Geotechnical Engineering, Guangdong Research Institute of Water Resources and Hydropower, Guangzhou 510610, China)

Abstract: Soil nailing wall is a more economical way of retaining and protection and has been widely used in engineering practice; but the design theory is still relatively deficient. This paper analyzes the main problems in the design of soil nailing retaining wall, namely, soil nail forces and displacement calculation; based on practical engineering experiments and considering the affect of the construction process with the incremental method, supposing that the active earth pressure acted on the retaining wall are equal to the sum of the soil nail forces, a simple method for calculating soil nail forces is proposed. Basing on the elastic theory, the formula for calculating the displacement of the soil nailing wall under excavation is put forward. The rationality of the method and formula is checked by engineering case studies.

Key words: soil nailing retaining wall; soil nail forces; displacement of soil nailing wall; incremental calculation method

1 引言

土钉支护由于其工期短、造价低、施工简便快捷等优点, 已成为普遍采用的基坑支护方式。但目前尚未形成统一的设计理论, 其中主要是土钉力计算值与实测值差异较大以及土钉支护位移难以计算等问题, 制约了土钉支护的进一步发展和应用。

对于土钉力的计算, 具有代表性的规范方法有《建筑基坑支护技术规程》^[1]方法和《基坑土钉支护技术规程》^[2]的方法, 两者计算的土钉力是不一样的。笔者较早提出土钉计算的增量法^[3-4], 之后国内不少学者在此基础上展开了研究^[5-7], 但用于工程计算尚嫌复杂。因此, 笔者曾提出简化算法^[8], 本文主要是在以往研究成果的基础上, 提出一种既

简便又合理、安全的土钉力计算方法。对于土钉支护位移的计算, 虽曾提出一些研究方法^[4, 9], 也有用有限元进行数值分析的, 但数值分析计算、参数确定均较为复杂, 在工程实用性方面不便推广。作为工程应用或规范方法, 更适合使用简便实用的方法, 为此, 本文在以往研究的基础上进一步补充完善, 并采用工程案例进行验证和说明, 以便产生一个工程实用的简便方法。

2 土钉力的计算问题

2.1 现有土钉规范中土钉力的计算方法

目前, 我国规范中土钉力的计算主要有两种方法: 一种是国家《建筑基坑支护技术规程》的方法^[1], 一种是《基坑土钉支护技术规程》方法^[2]。《建筑基

坑支护技术规程》方法规定的单根土钉力计算为按传统的主动土压力的三角形分布型式,按面积计算,计算图示见图1。

$$T_{jk} = \zeta e_{ajk} S_{xj} S_{zj} / \cos \alpha_j \quad (1)$$

式中: ζ 为荷载折减系数; e_{ajk} 为第 j 个土钉位置处的基坑水平荷载标准值, 按朗肯土压力理论计算; S_{xj} 、 S_{zj} 分别为第 j 根土钉与相邻土钉的平均水平、垂直间距; α_j 为第 j 根土钉与水平面的夹角。

$$\zeta = \tan \frac{\beta - \varphi_k}{2} \left(\frac{1}{\tan \frac{\beta + \varphi_k}{2}} - \frac{1}{\tan \beta} \right) / \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (2)$$

式中: β 为土钉墙坡面与水平面的夹角; $(\beta + \varphi_k)/2$ 为破裂面与水平面的夹角。

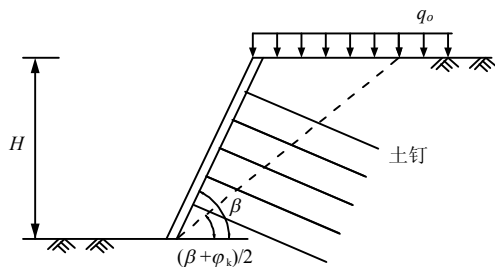


图1 土钉力计算图示

Fig.1 Sketch illustration of soil nail forces calculation

当 $\beta = 90^\circ$ 时, 则单根土钉力相当于朗肯土压力按面积积分法分配给各土钉, 这一方法的结果是: 越是靠基坑底部的土钉, 其分担的荷载就越大, 土钉力也就越大, 如图 2(a) 所示。这种结果与工程实测结果不符。很多的实测结果表明, 土钉力沿深度的分布是中间大, 上下两头小, 如图 2(b) 所示。

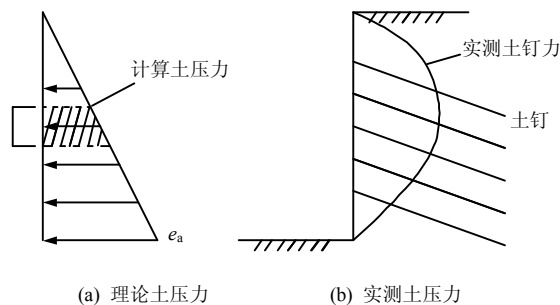


图2 计算土钉力与实测土钉力分布图

Fig.2 Distribution map of computing soil nail forces and measured soil nail forces

在《基坑土钉支护技术规程》中, 土钉力的计

算则参考了 Terzaghi-peck 关于对撑式地下连续墙的经验土压力包络图^[3]的成果, 因而采用了基于 Terzaghi-peck 经验土压力的一种经验土压力模式, 且这种土压力模式结果是偏于安全的, 其土压力为 P_m , 计算图示见图 3。图中 P_q 为由附加荷载 q 引起的侧压力; H 为基坑深度。

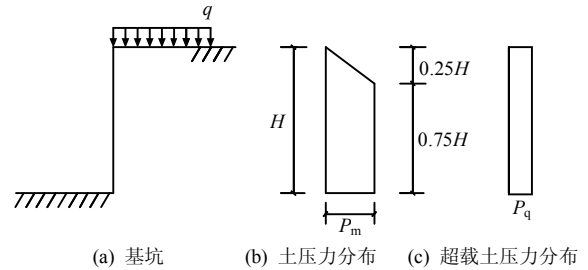


图3 Terzaghi-peck 计算图

Fig.3 Terzaghi-peck calculation drawing

对于 $\frac{c}{\gamma H} \leq 0.05$ 的砂土和黏土, 有

$$P_m = 0.55 K_a \gamma H \quad (3)$$

式中: c 为土的黏聚力; k_a 为主动土压力系数; γ 为土的重度; P_m 为经验土压力强度。

对于 $\frac{c}{\gamma H} > 0.05$ 的一般黏性土, 有

$$P_m = k_a \left(1 - \frac{2c}{\gamma H} \frac{1}{\sqrt{k_a}} \right) \gamma H \leq 0.55 k_a \gamma H \quad (4)$$

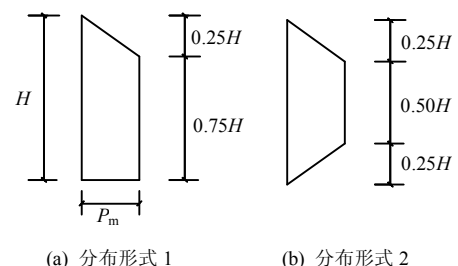
黏性土 P_m 取值应不小于 $0.2\gamma H$ 。

对于 $\gamma H/c > 4$ 的软黏土, 如图 4(a) 所示, Terzaghi-peck 计算公式为

$$P_m = \left(1 - \frac{4c}{\gamma H} \right) \gamma H = \gamma H - 4c \quad (5)$$

对硬黏土, $\gamma H/c \leq 4$, 则采用图 4(b) 所示的梯形土压力分布图式:

$$P_m = 0.2\gamma H \sim 0.4\gamma H \quad (6)$$



(a) 分布形式 1

(b) 分布形式 2

图4 经验土压力模式土压力分布图

Fig.4 Distribution map of earth pressure based on experience

2.2 土钉力分布

显然, 目前国内规范中土钉力的计算特点是简便, 但存在问题是:《建筑基坑支护规程》方法未考虑土钉工艺的施工特点, 这显然不合理。优点是考虑了坡面为非垂直的情况。《基坑土钉支护技术规程》方法是基于一定的实测资料, 主要是参考 Terzaghi-peck 的对撑式地下连续墙所得的经验性土压力, 是经验性土压力或经验性计算方法, 而对于土钉坡面为非垂直的情况未考虑, 同时, 对于分层土也难以合理考虑。

对于 Terzaghi-peck 的经验土压力, 笔者进行了理论研究^[10], 认为经验土压力其实是支撑力的分布力, 而支撑力是与支撑施加的时序密切关联的。因此, 作者应用增量法^[10]对支撑力及 Terzaghi-peck 经验土压力进行了研究。结果表明, 实际作用于支护上的土压力值及其分布仍是传统的朗肯土压力, 但支撑力的分布是与支撑施加的时间和次序有关的, 用增量法和朗肯土压力理论计算的支撑力分布与 Terzaghi-peck 经验土压力分布形式一致, 而 Terzaghi-peck 经验土压力是偏安全的, 因而对 Terzaghi-peck 经验土压力给出了理论解释。因此, 对支撑式支护采用增量法计算, 并用朗肯土压力模式是更合理的方法, 理论是可靠的, 国内目前的支撑式支护未采用 Terzaghi-peck 经验土压力法是合理的。

同理, 对于土钉力的分布形式, 实测值一般表现为上下小、中间大, 其原因也是与土钉施加的时间和次序有关的, 由于土钉支护是先开挖, 后施工土钉, 这就必然存在先变形、后施加土钉的情况。先施工的土钉早受力, 分担荷载相应会多一些; 而后施工的土钉晚受力, 分担荷载会少一些。因此, 合理的土钉力计算方法同样要考虑施工过程, 采用增量法来计算^[3-4], 如图 5 所示, 每一排土钉是在施工该土钉并往下开挖后才受力的, 若最后一排土钉是在开挖到基坑底后再施工的, 不考虑蠕变的影响, 基坑开挖到底后变形已稳定, 则最后一排土钉施工后不再开挖, 理论上其受力为 0。因此, 目前实测土钉力的分布形状呈现上下小、中间大, 其主要是受土钉施工过程的影响。合理的计算要采用增量法^[3-4], 但增量法实施较繁琐, 作为规范计算方法, 可在增量法基础上考虑简化方法, 以方便应用。对增量法的研究表明^[3-4], 作用于土钉上的土压力仍为朗肯土压力, 但分布形式与土钉施工过程有关, 这一思想目前已被国内学者所认可^[5-7]。为简化计算, 假设所有土钉的总力等于朗肯土压力合力, 但

土钉力沿深度的分布采用图 6(b)的形式, 与土钉规程相同, 但 P_m 值按以上假设计算; 对于均质土, 假设主动土压力在坑底处强度为 P_a , 如图 6(a)所示, 出于安全考虑 (实际土压力分布由于有黏聚力 c , 可能分布不到坑顶), 在全部坑深范围内分布, 则

$$\frac{1}{2}P_m \cdot \frac{1}{4}H + P_m \cdot \frac{3}{4}H = \frac{1}{2}P_a H \quad (7)$$

$$\text{则} \quad P_m = \frac{4}{7}P_a = 0.55P_a \quad (8)$$

式中: P_a 为基坑底朗肯主动土压力强度, 且有

$$P_a = \gamma H k_a - 2c\sqrt{k_a} \quad (9)$$

当土层为分层土时, $\frac{1}{2}P_a H$ 为总主动土压力,

可分层计算, 这样较 Terzaghi-peck 经验土压力合理, 且有较好的理论依据。同时, 引入建筑基坑支护中考虑土钉坡面为非垂直时的系数 ζ , 提出土钉力计算式为

$$T_{jk} = \zeta P_{mj} S_{xj} S_{zj} / \cos(\alpha_j) \quad (10)$$

式中: P_{mj} 第 j 个土钉所在处的 P_m 值。对于分层土, P_{mj} 可适当考虑所在土层的软硬而调整。

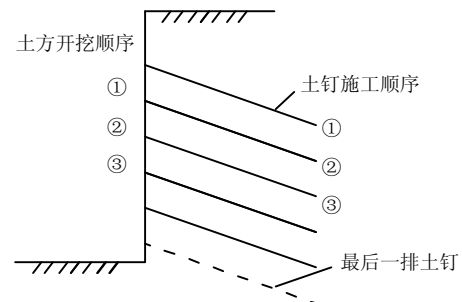


图5 实例简图

Fig.5 Diagram of example

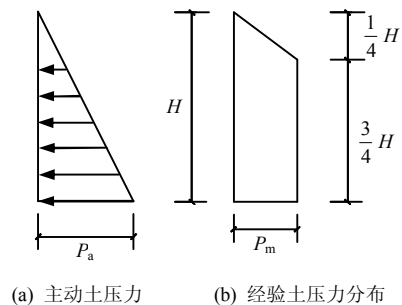


图6 土钉力沿深度的分布

Fig.6 Soil nail forces distribution with depth

2.3 与土钉规程土压力比较

显然, 本文土钉力的计算比土钉规程具有更好

的理论依据,可以更合理地考虑分层土和坡面为非垂直的影响,吸取了两种规程土钉力计算的优点,理论上更加合理,而且比建筑基坑规程更符合实测情况。

与土钉规程比较,不同之处在于 P_m 值。本文方法公式可改写为

$$P_m = 0.55k_a \left(1 - \frac{2c}{\gamma H \sqrt{k_a}} \right) \gamma H \quad (11)$$

土钉规程公式见式(4)。对比式(11),式(4)少了 0.55 的系数。 $2c/(\gamma H) \leq 0.1$ 的砂土和粉土,则取 $P_m = 0.55k_a \gamma H$ 。

比较以上公式可见,若取在本文方法中 $c=0$,则 $P_m = 0.55k_a \gamma H$, 为土钉规程中的最大值。因此,对于 $2c/(\gamma H) > 0.1$ 的黏性土,土钉规程公式的土压力值是偏大的,由式(4)可得土钉规程公式 $P_m = P_a$,即取 P_m 为基坑底处的主动土压力,对于这一点,其土压力值是建筑基坑规程一致的,而基坑底以上则比建筑基坑规程的大,因此,土钉规程公式中的土压力值是偏大的。

而对于砂性土,在本文公式中,当 $c=0$ 时,则与土钉规程公式是一致的,因而具有较好的连贯性。

本文公式的土钉力的总和与建筑基坑规程是一致的,其总和为总的主动土压力值,但分布的形状不同。对于黏土,土钉规程的土钉力的总和是大于主动土压力总和的,理论依据不足,但其计算结果是安全的。各种土钉力计算比较如图 7 所示。

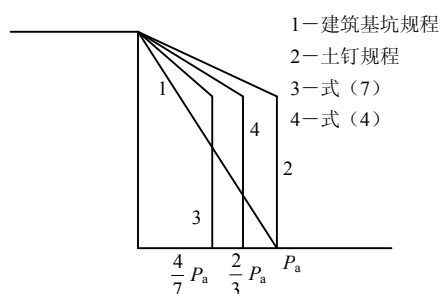


图 7 3 种方法土钉力计算比较

Fig.7 Comparison of three calculation methods of soil nail forces

本文土钉力的公式考虑了施工过程的影响,理论依据充分,计算简便。

2.4 偏安全的土钉力

式(7)是按朗肯主动土压力与图 6(a)、图 6(b)分布土压力相等的条件下得到的,但若土钉力的分布形式如图 4(b)所示时,则中部的土钉力计算值可能偏小,不安全。

为安全起见,可按图 4(b)的分布形式,即总土压力与朗肯土压力相等的关系确定 P_m :

$$2 \times \frac{1}{2} \times 0.25HP_m + 0.5HP_m = \frac{1}{2}HP_a \quad (12)$$

则有

$$P_m = \frac{2}{3}P_a \quad (13)$$

为确保安全,实际土钉力计算仍按图 6(b)的形式,但 P_m 值取为式(13),以式(13)的 P_m 值取代式(8)的 P_m 值,代入计算各土钉力。

2.5 算例 1

为说明问题,以 3 层土体垂直开挖(施工顺序为每次开挖 1.5 m)的土坡支护结构为例进行简单的计算分析。

设各层土体的参数如表 1 所示。

表 1 算例 1 物理力学参数
Table 1 Physico-mechanical parameters of example 1

土层名称	厚度 d/m	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$	重度 $\gamma/(kN/m^3)$	锚杆间距 $/m$
填土	3	10	15	19.0	1.5
可塑粉质黏土	3	20	20	19.0	1.5
粉质黏土	3	25	25	19.0	1.5

如图 8 所示,侧向土压力取单位宽度计算,相应的侧向土压力按朗肯土压力公式计算,其分布如图 9 所示。采用本文的简化法、文献[3]的增量法、土钉规范法以及基坑规程法,计算结果比较如图 10 所示。由图可见,简化法、增量法计算结果比较接近,基坑规程方法最大土钉力为最底层的土钉,这与很多实测资料是不符合的,而土钉规程方法计算的土钉力偏大,主要是层状土按均化考虑造成的。说明简化法是一种能反映实际情况的较合理的方法。简化法可以考虑层状土产生的土压力,而对不同坡角的土压力,可按建筑基坑规范方法对斜坡土压力进行折减,这是目前土钉规程方法提出的经验土压力难以考虑到的,因此,简化法是计算土钉力较合理的方法。

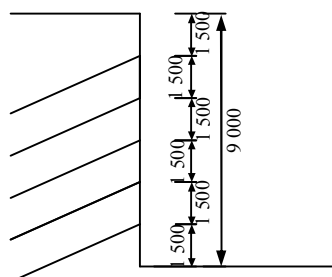


图 8 计算简图(单位: mm)

Fig.8 Diagram of calculation (unit: mm)

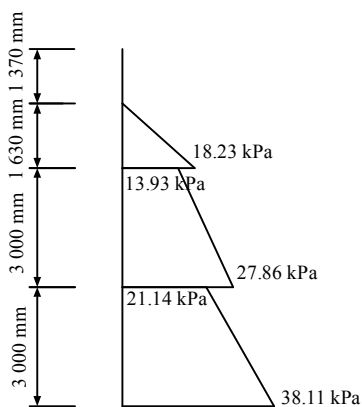


图 9 土压力分布图

Fig.9 Distribution map of earth pressure

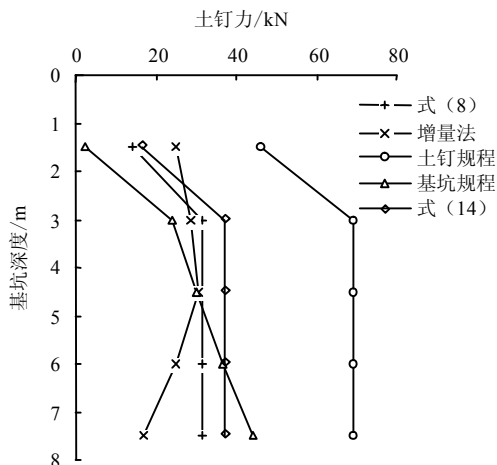


图 10 各种方法计算结果比较图

Fig.10 Comparison of the results of various methods

2.6 算例 2

为了对计算方法进行验证,将广州金田广场地下室的监测结果^[5]与计算结果进行了比较。该工程位于广州市天河区,土层分布及物理参数见表 2,地面超载按 15 kPa 计算,典型地质剖面及设计剖面如图 11 所示。

表 2 算例 2 各物理力学参数

Table 2 Physico-mechanical parameters of example 2

土层名称	层厚/m	土层状态	黏聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(^\circ)$	重度 $\gamma/(\text{kN/m}^3)$
填土	0.8~3.5	人工回填	6	12	19
冲积洪积 黏土层	0.6~5.4	软塑~硬可塑	12	14	19
冲积洪积 砂性土层	0.8~4.1	松散~稍密	16	16	19
残积土层	5.1~14.4	粉质黏土为主, 大部呈硬可塑	18	20	19

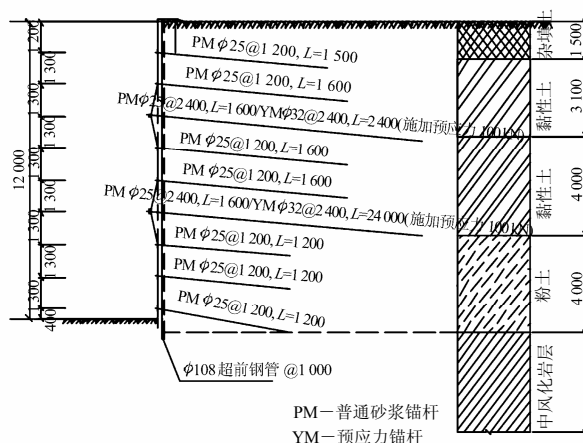


图 11 典型地质剖面及设计剖面图 (单位: mm)

Fig.11 Typical geological profile and design cross-section (unit: mm)

监测结果与按简化增量法、土钉规程、基坑规程法计算轴力比较如图 12 所示。由图可知：简化计算方法计算结果与实测基本一致；基坑规程差距较大，土钉规程形状与实测基本一致；但数值大小偏于安全。由此可知，在理论基础和简便性方面，以本文简化方法较好。

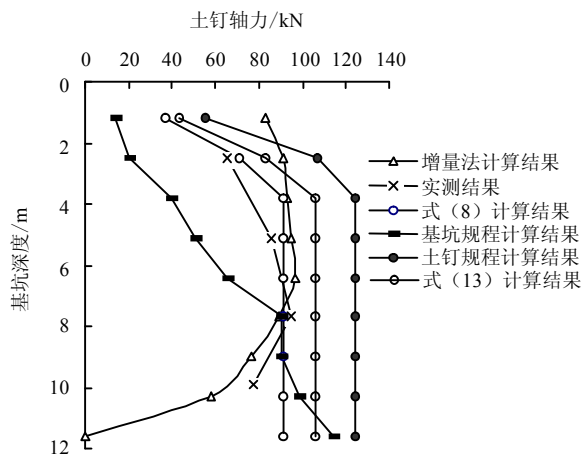


图 12 计算轴力与监测轴力比较图

Fig.12 Comparison between computing axial forces and measured axial forces

3 土钉支护的位移计算问题

3.1 弹性位移计算

土钉支护的位移计算还缺少公认的实用计算方法。本文介绍依据弹性变形的原理而得到的计算公式^[4], 可用于对开挖引起的变形进行预测。

先计算由于卸荷 σ_3 而引起在地面的弹性沉降, 计算如图 13 所示。

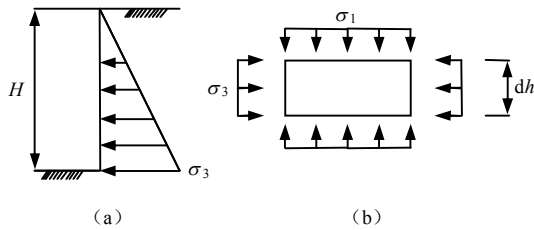


图 13 弹性位移计算图示
Fig.13 Sketch illustration of elastic displacements

对于某单元体, 由于 σ_3 卸载而产生在 σ_1 方向的应变为

$$\varepsilon_1 = \frac{1}{E} [\sigma_1 - \mu(\sigma_2 + \sigma_3)] \quad (14)$$

当 σ_1 、 σ_2 不变而 σ_3 变化 $\Delta\sigma_3$ 时, 则在 σ_1 方向发生的应变增量为

$$\Delta\varepsilon_1 = -\frac{\mu}{E} \Delta\sigma_3 \quad (15)$$

沉降增量则为

$$\Delta S_1 = \Delta\varepsilon_1 dh \quad (16)$$

沿深度方向积分, 则沉降为

$$S_1 = \int \Delta S_1 = \int_0^H \Delta\varepsilon_1 dh = -\frac{\mu}{E} \int_0^H \Delta\sigma_3 dh \quad (17)$$

当 σ_3 沿深度呈三角形分布时, 则有

$$S_1 = -\frac{\mu}{E} \frac{1}{2} \sigma_3 H = -\frac{\mu}{E} A_q \quad (18)$$

A_q 相当于应力面积, 单位为 kN/m , 而 σ_3 引起顶部在 σ_3 方向的位移则为

$$S_h = \frac{1}{\mu} S_1 = -\frac{1}{E} A_q \quad (19)$$

负号表示位移向基坑内。显然这是纯弹性变形的结果。假设土钉支护中由于土钉力的作用, 使土钉支护的变形为弹性变形, 则可以按以上公式计算由于 σ_3 卸荷前产生的地表沉降和侧向变形。地面沉降中未包括由于水位降低所产生的沉降。若实际土体中存在部分塑性变形, 则按弹性变形计算的结果是偏小的。因此, 若按此计算结果进行变形控制是严格的, 也是安全的。

对于分层土体引起的水平位移, 可以按分层计算其变形, 即

$$S_h = -\sum \frac{1}{E_i} A_{qi} \quad (20)$$

式中: E_i 、 A_{qi} 分别为对应第 i 层土的变形模量和卸

荷面积。对于均质土, A_q 如图 14 所示, 可计算如下:

$$A_q = \frac{(K_0 q + P)H}{2} \quad (21)$$

$$P = K_0 \gamma H \quad (22)$$

式中: K_0 为静止侧压力系数。

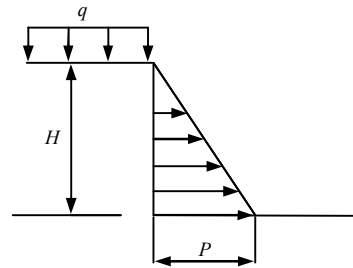


图 14 卸荷面积 A_q 计算图示
Fig.14 Sketch illustration of super flow area A_q

对一般的粉质黏土变形模量, 可按标准贯入击数 N 按以下经验公式确定:

$$E_0 = (2.2 \sim 2.5)N \quad (23)$$

式中: E_0 为粉质黏土的变形模量 (MPa)。

一般岩土变形模量 E_0 也可按地基承载力标准值 f_k 值按以下经验公式^[6]:

$$E_0 = 2.4 \frac{f_k}{s_k} \quad (24)$$

式中: E_0 的单位规定为 (kPa), f_k 为地基承载力标准值 (kPa); s_k 为标准基础在地基承载力标准值下的经验沉降值 (m), 可按表 3 选用^[4]。

表 3 变形模量取值表
Table 3 Deformation modulus values

f_k/kPa	s_k/cm	E_0/MPa	f_k/kPa	s_k/cm	E_0/MPa
≥ 500	1.0	120.0	150	3.0	12.0
400	1.4	68.6	100	5.0	4.8
300	1.8	40.0	50	20.0	0.6
200	2.2	21.8			

也可参考广东省标准《建筑地基基础设计规范》^[12]确定。

3.2 实例比较

3.2.1 实例 1

图 11 是文献[9]所介绍的金田工地基坑支护剖面 and 地质剖面图, 基坑开挖深度为 12 m, 实测最大水平位移为 32 mm, 本文对该基坑应用式 (20) 进行水平位移的估算。综合取土层泊松比 $\mu = 0.35$,

则静止侧压力系数 $K_0 = 0.54$ 。

土体变形模量按式 (23) 确定, 对可塑到硬塑土一般土层标贯击数为 8~12 击, 按 $N=9$, 由式 (23) 得 $E_0 = 2.5 \times 9 = 22.5 \text{ MPa}$, 位移计算简图如 15 所示。

$$P = (\gamma H + q) K_0 = (19 \times 12 + 15) \times 0.54 = 131.22 \text{ kPa}$$

$$A_q = 0.5HP = 0.5 \times 12 \times 131.22 = 787.32 \text{ kN/m}$$

$$S_h = \frac{A_q}{E_0} = \frac{787.32}{22\,500} = 0.035 \text{ m} = 35 \text{ mm}$$

该值与实测值 32 mm 相差不大。

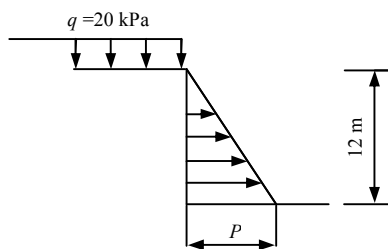


图 15 计算简图

Fig.15 Diagram of calculation

3.2.2 实例 2

某复杂基坑喷锚支护工程, 其中基坑深 9 m, 考虑地面荷载为 15 kPa, 场地中有淤泥质土, 可塑粉质黏土, 地质剖面见图 16, 其中 4#测点处在粉质黏土下还有细砂层, 在技 14 孔处。设计剖面如图 17 所示。

技 14 8.09	竖 15 7.87		技 16 7.90
1.70	2.20	杂填土 Q^{al}	1.50
3.10	3.60	淤泥质粉质黏土 Q^{al}	3.00
5.50	5.60	粉质黏土 Q^{cl}	
8.15	7.80	细砂 Q^{sl}	7.10
9.95	10.3	粉质黏土 (硬塑) Q^{cl}	
		强风化岩	9.80
		中风化岩	

图 16 算例 2 地质剖面图 (单位: m)

Fig.16 Geological cross-section profile of example 2 (unit: m)

综合取 4# 测点剖面处的 $f_k = 160 \text{ kPa}$, $s_k = 2.5 \text{ cm}$, 则 $E_0 = 240 \times (f_k / s_k) = 2.4 \times (160 / 0.025) = 15\,360 \text{ kPa}$, 取土体 $\mu = 0.35$, $K_0 = 0.54$, 则

$$P = (19 \times 9 + 15) \times 0.54 = 100 \text{ kPa}$$

$$A_q = 0.5HP = 450 \text{ kN/m}$$

$$S_h = \frac{A_q}{E_0} = \frac{450}{15\,360} = 29.3 \text{ mm}$$

该点实测水平位移为 28 mm, 结果近似。

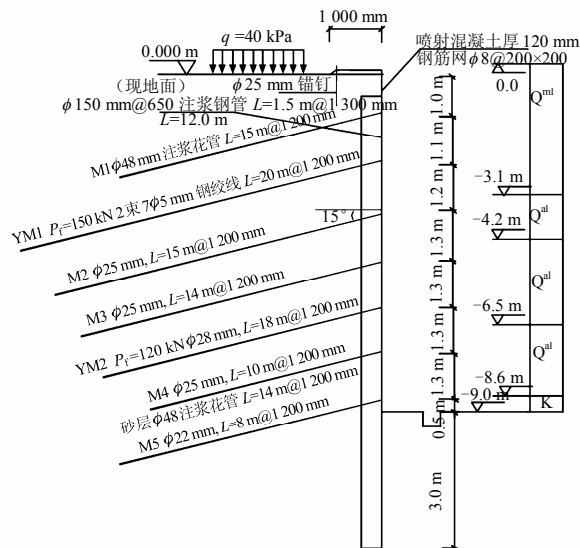


图 17 算例 2 设计剖面

Fig.17 Design cross-section of example 2

由以上实例可见, 利用式 (18) 近似估算土钉支护的水平位移是基本可行的, 可为设计提供一个近似的估算值。

3.2.3 实例 3

广州市某基坑, 开挖深度为 5.0~5.8 m, 场地内土质为杂填土和粉质黏土, 采用土钉支护开挖, 设计剖面如图 18 所示, 上部杂填土厚为 3.5 m, $K_0 = 0.60$, 变形模量 $E = 10 \text{ MPa}$, 粉质黏土土厚为 2.3 m, $K_0 = 0.50$, 变形模量 $E = 20 \text{ MPa}$, 则有

$$P_1 = K_0(\gamma H + q) = 0.6 \times (18 \times 3.5 + 20) = 49.8 \text{ kPa}$$

$$P_2 = K_0(\gamma H + q) = 0.5 \times (18 \times 3.5 + 18 \times 2.3 + 20) = 62.2 \text{ kPa}$$

$$A_{qi} = \frac{1}{2} PH = \frac{1}{2} \times 49.8 \times 3.5 + \frac{1}{2} \times (49.8 + 62.2) \times 2.3 = 87.15 + 128.8$$

$$S_h = \sum \frac{A_{qi}}{E_{oi}} = \frac{87.15}{10\,000} + \frac{128.8}{20\,000} = 15.2 \text{ mm}$$

$$S_{\text{实测}} = 9.58 \text{ mm}$$

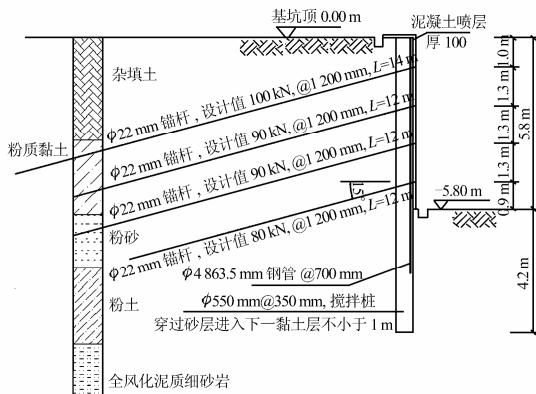


图 18 算例 3 支护剖面图

Fig.18 Design cross-section of example 3

计算值偏小主要是本基坑相对基坑深土钉超长,且有超前支护,有约束位移的效果。

3.3 预应力土钉支护的位移计算

预应力锚杆一般可控制或减少土钉支护的水平位移,而一般情况下不考虑预应力对已发生水平位移的影响,只考虑其对施加预应力后的水平位移的减少作用。根据以上 A_q 的意义, A_q 相当于单位宽度上静止土压力的总合力,预应力锚杆施加预应力 f_y 时,产生的水平力为 $f_y \cos \alpha$, α 为锚杆与水平线夹角,变成单位宽度的集中力时,则为 $f_y \cos \alpha / S_x$, S_x 为预应力锚杆的水平间距。考虑预应力的损失而乘以 0.7 的折减系数,则有加预应力锚杆的土钉支护位移可近似计算为

$$S_h = S_{h(i-1)} + S_{hi} \quad (25)$$

$$S_{h(i-1)} = \sum_{j=1}^{i-1} \frac{A_{qj}}{E_j} \quad (26)$$

$$S_{hi} = \sum_{k=i}^m \frac{A_{qk}}{E_k} - 0.7 \frac{f_y \cos \alpha}{S_x E_k} \text{ 且 } S_{hi} \geq 0 \quad (27)$$

式中: $S_{h(i-1)}$ 为未加预应力前土钉支护已发生的位移; S_{hi} 为施加预应力后继续开挖时支护所增加的位移,其中第 1 项为继续开挖时土压力产生的位移,第 2 项为预应力所减少的位移,由于考虑预应力不能减少已发生的位移 $S_{h(i-1)}$, 因此,要求 $S_{hi} \geq 0$ 。

3.3.1 实例 1

某工程其中一个剖面如图 19 所示,为便于计算,基坑范围内土层参数取值为:重度 $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$,地面超载 $q = 20 \text{ kPa}$;取土层泊松比 $\mu = 0.35$,则 $K_0 = 0.54$,土层变形模量均值取为 $E = 13 \text{ MPa}$,计算每次加预应力前后的变形,并减去预应力对位移的贡献。

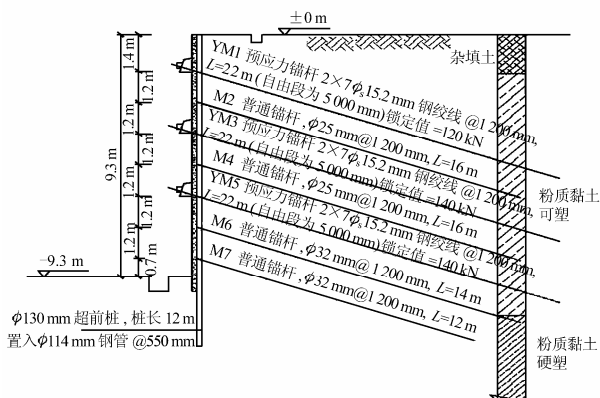


图 19 典型工程设计剖面
Fig.19 Typical design cross-section

开挖深度 $H=0$, 则有

$$P_{H=0} = K_0(\gamma H + q) = 0.54 \times 20 = 10.8 \text{ kPa}$$

第 1 次加预应力前开挖深度设为 $H=1.7 \text{ m}$, 则

$$P_{H=1.7 \text{ m}} = K_0(\gamma H + q) = 0.54 \times (19 \times 1.7 + 20) = 28.27 \text{ kPa}$$

第 2 次加预应力前的开挖深度设为 $H=4.1 \text{ m}$, 则

$$P_{H=4.1 \text{ m}} = 0.54 \times (19 \times 4.1 + 20) = 52.87 \text{ kPa}$$

第 3 次加预应力前的开挖深度 $H=6.5 \text{ m}$, 则有

$$P_{H=6.5 \text{ m}} = 0.54 \times (19 \times 6.5 + 20) = 77.49 \text{ kPa}$$

开挖到基坑底时土压力为

$$P_{H=9.3 \text{ m}} = 0.54 \times (19 \times 9.3 + 20) = 106.22 \text{ kPa}$$

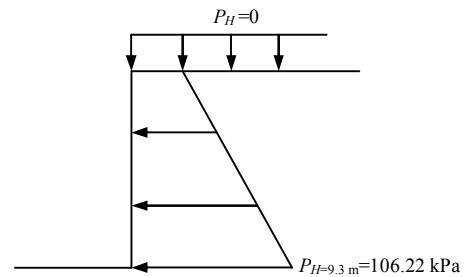


图 20 土压力分布

Fig.20 Distribution map of earth pressure

由式 (26), 可得

$$S_{h(i-1)} = \frac{A_{q1}}{E} = \frac{\frac{1}{2} \times (10.8 + 28.74) \times 1.7}{13} = \frac{33.18}{13} = 2.55 \text{ mm}$$

由式 (27), 加预应力后的位移计算为

$$S_{hi} = \sum_{k=1}^m \frac{A_{qk}}{E_k} - 0.7 \frac{f_k}{S_x E} = \left(\frac{\frac{1}{2} \times (28.24 + 52.87) \times (4.1 - 1.7)}{13} - 0.7 \times \frac{120}{1.2 \times 13} \right) + \left(\frac{\frac{1}{2} \times (52.87 + 77.49) \times (6.5 - 4.1)}{13} - 0.7 \times \frac{120}{1.2 \times 13} \right) + \left(\frac{\frac{1}{2} \times (77.49 + 106.22) \times (9.3 - 6.5)}{13} - 0.7 \times \frac{140}{1.2 \times 13} \right) = (7.49 - 5.38) + (12.03 - 5.38) + (19.78 - 6.28) = 2.11 + 6.65 + 13.50 = 22.26 \text{ mm}$$

最后位移量为: $S = S_{h(i-1)} + S_{hi} = 2.55 + 22.26 = 24.81 \text{ mm}$, 该段面最后实测位移值为 24 mm , 与计

算值接近。

若不考虑预应力的作用, 则该断面的总水平位移为

$$S_h = \frac{A_q}{E} = \frac{\frac{1}{2} \times (10.8 + 106.22) \times 9.3}{13} = 41.86 \text{ mm}$$

总预应力减少的位移为

$$S_v = 41.85 - 24.81 = 17.04 \text{ mm}$$

3.3.2 实例 2

上述工程土钉力实例 3 中, 由于周边局部存在挡土墙, 为控制该处基坑位移, 将第 1 道和第 3 道钢筋锚杆改为预应力锚杆, 上部杂填土厚 2.3 m, $K_0=0.60$, 变形模量 $E_0=10$ MPa, 粉质黏土土厚为 2.7 m, $K_0=0.55$, 变形模量按 2.5N 计算得 $E_0=10$ MPa, 设计剖面图如图 21 所示。则

$$S_0 = \sum \frac{A_{qi}}{E_{oi}} = \frac{17.23}{10\,000} = 1.72 \text{ mm}$$

$$P_1 = K_0(\gamma H + q) = 0.6 \times (18 \times 1.1 + 1.8 \times 18) = 31.32 \text{ kPa}$$

$$A_{q1} = \frac{1}{2}PH = \frac{1}{2} \times 31.32 \times 1.1 = 17.23 \text{ kN/m}$$

$$P_2 = K_0(\gamma H + q) = 0.6 \times (18 \times 2.3 + 18 \times 1.8) = 44.28 \text{ kPa}$$

$$A_{q2} = \frac{1}{2}PH = \frac{1}{2} \times (31.32 + 44.28) \times 1.3 = 49.14 \text{ kN/m}$$

$$P_3 = K_0(\gamma H + q) = 0.55 \times (18 \times 2.3 + 18 \times 1 + 18 \times 1.8) = 50.49 \text{ kPa}$$

$$A_{q3} = \frac{1}{2}PH = \frac{1}{2} \times (44.28 + 50.49) \times 1 = 47.4 \text{ kN/m}$$

$$S_1 = \sum \frac{A_{qi}}{E_{oi}} = \frac{49.14}{10\,000} + \frac{47.4}{10\,000} = 9.65 \text{ mm}$$

$$\Delta S_1 = S_1 - 0.7 \frac{F_{yj}}{SE_{0j}} = 9.65 - 0.7 \times \frac{72.5}{1.5 \times 10\,000} = 6.26 \text{ mm}$$

$$P_4 = K_0(\gamma H + q) = 0.55 \times (18 \times 5 + 18 \times 1.8) = 67.32 \text{ kPa}$$

$$A_{q4} = \frac{1}{2}PH = \frac{1}{2} \times (47.4 + 67.32) \times 1.7 = 97.5 \text{ kN/m}$$

$$\Delta S_2 = S_2 - 0.7 \frac{F_{y_j}}{SE_{0j}} = \frac{97.5}{10\,000} - 0.7 \times \frac{63.4}{1.2 \times 10\,000} = 6.05 \text{ mm}$$

$$S_b = S_0 + \Delta S_1 + \Delta S_2 = 1.72 + 6.26 + 6.05 = 14.03 \text{ mm}$$

$$S_{\text{空洞}} = 10.35 \text{ mm}$$

计算与实测结果近似。

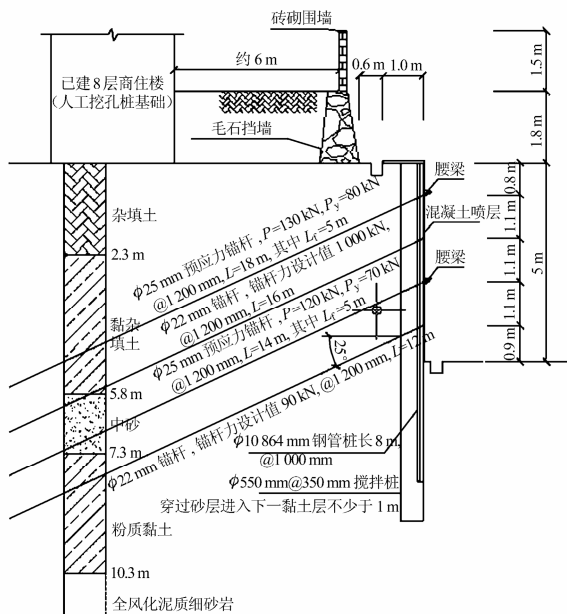


图 21 实例 2 设计剖面图

Fig.21 Design cross-section profile of example 2

3.3.3 实例 3

某设计剖面图如图 22 所示,设有两排预应力锚杆,选取的参数如表 4 所示。

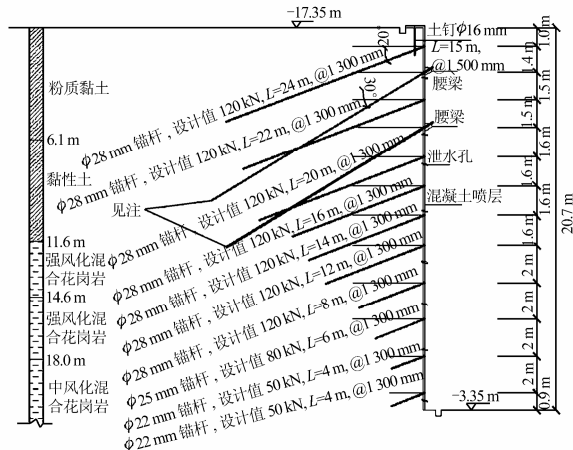


图 22 实例 3 设计剖面图

Fig.22 Design cross-section profile of example 3

表 4 5-5 剖面参数取值表

Table 4 Parameter values of section 5-5

土质	厚度/m	K_0	E_0/MPa
粉质黏土	6.1	0.45	28.6
黏土	5.5	0.4	44.0
强风化	6.4	0.2	110.0
中风化	2.5		

注：未计算中风化岩层的侧向变形，其 E_0 、 K_0 无数值。

$$P_1 = K_0(\gamma H + q) = 0.45 \times (18 \times 2.7 + 20) = 30.87 \text{ kPa}$$

$$A_{q1} = \frac{1}{2}PH = \frac{1}{2} \times 30.87 \times 2.7 = 41.67 \text{ kN/m}$$

$$S_0 = \frac{41.67}{28\ 600} = 1.46 \text{ mm}$$

$$P_2 = K_0(\gamma H + q) = 0.45 \times (18 \times 5.7 + 20) = 55.17 \text{ kPa}$$

$$A_{q2} = \frac{1}{2}PH = \frac{1}{2} \times (41.67 + 55.17) \times 3 = 145.26 \text{ kN/m}$$

$$\Delta S_1 = S_1 - 0.7 \frac{F_{y1}}{SE_{0j}} = \frac{145.26}{10\ 000} - 0.7 \times \frac{173.2}{2.6 \times 28\ 600} = 3.45 \text{ mm}$$

$$P_3 = K_0(\gamma H + q) = 0.2 \times (18 \times 11.6 + 19 \times 6.4 + 20) = 70.08 \text{ kPa}$$

$$A_{q3} = \frac{1}{2}PH = \frac{1}{2} \times (145.26 + 70.08) \times 12.8 = 1378.2 \text{ kN/m}$$

$$\Delta S_2 = S_2 - 0.7 \frac{F_{y2}}{SE_{0j}} = \frac{1\ 378.2}{110\ 000} - 0.7 \times \frac{173.2}{2.6 \times 86\ 211} = 11.99 \text{ mm}$$

$$S_h = S_0 + \Delta S_1 + \Delta S_2 = 1.46 + 3.45 + 11.99 = 16.9 \text{ mm}$$

$$S_{\text{实测}} = 22.55 \text{ mm}$$

可见, 预应力可以起到减少水平位移的作用。由以上的几个算例也可发现, 一般坑深 6 m 以内的浅基坑, 实测位移小于计算值, 基坑深度大于 6 m 的深基坑实测位移会略大于计算值。

4 结 语

土钉支护技术是基坑支护中的一种经济、施工简便的支护技术, 而对其土钉力的计算, 建筑基坑规程的计算土钉力沿基坑深度的分布是不合理的, 土钉规程计算的土钉力是偏大的, 同时其不能考虑支护是非垂直的情况, 本文的方法改进了目前规程中的主要的计算方法, 计算方便, 有较好的理论基础, 也较合理。

对于土钉支护的位移计算, 也提出了一种弹性变形的简化计算方法, 用于工程控制是偏安全的。

本文的方法应用简便, 原理清晰简单, 易于工程检验, 已用于广东省标准《土钉支护技术规程》(DBJ/T15-70-2009)。

致谢: 以上土钉力计算实例 3 和位移计算实例 2 和 3 由倪光乐博士提供, 在此表示感谢!

参 考 文 献

- [1] 中国建筑科学研究院. 建筑基坑支护技术规程 JGJ120-99 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1999.
- [2] 中国工程建设标准化协会. 基坑土钉支护技术规程

CECS96: 97[S]. 北京: [出版者不详], 1997.

- [3] 杨光华, 黄宏伟. 基坑支护土钉力的简化增量算法[J]. 岩土力学, 2004, 25(1): 15-19.
- YANG Guang-hua, HUANG Hong-wei. Simplified incremental calculation method of soil nail forces for retaining and protection of foundation pits[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2004, 25(1): 15-19.
- [4] 杨光华. 深基坑支护结构的实用计算方法及其工程应用[M]. 北京: 地质出版社, 2004.
- [5] 郭红仙, 宋二祥, 陈肇元. 考虑施工过程的土钉支护土钉轴力计算及影响参数分析[J]. 土木工程学报, 2007, 20(11): 78-85.
- GUO Hong-xian, SONG Er-xiang, CHEN Zhao-yuan. Analysis of the axial forces of soil nails during construction[J]. **China Civil Engineering Journal**, 2007, 20(11): 78-85.
- [6] 郭志昆, 杨惊东, 马书广. 土钉内力的增量计算方法[J]. 解放军理工大学学报(自然科学版), 2005, 6(4): 355-358.
- GUO Zhi-kun, YANG Jing-dong, MA Shu-guang. Incremental calculation method of soil nails internal force[J]. **Journal of PLA University of Science and Technology (Natural Science)**, 2005, 6(4): 355-358.
- [7] 郭院成, 秦会来, 李峰. 土钉支护中土钉力的计算方法[J]. 岩土工程学报, 2006, 28(增刊 1): 1513-1516.
- GUO Yuan-cheng, QIN Hui-lai, LI Feng. Calculation mode of the soil nail forces in soil nailing support[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2006, 28(Sup.1): 1513-1516.
- [8] 杨光华, 曾进群. 基坑支护土钉力的简化算法[C]//第九届土力学及岩土工程学术会议论文集. 北京: 清华大学出版社, 2003: 891-895.
- [9] 毕孝全, 赵明伦. 复合土钉墙支护位移控制及预估方法, 《岩土锚固技术的新进展》[M]. 北京: 人民交通出版社, 2000.
- [10] TERZAGHI K, PECK R B. Soil mechanics in engineering practice[M]. New York: John Wiley, 1967.
- [11] 杨光华. 深基坑开挖中多支撑支护结构的土压力问题[J]. 岩土工程学报, 1998, 20(6): 113-115.
- YANG Guang-hua. The earth pressure problems for the multi-braced retaining structure of deep exaction[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1998, 20(6): 113-115.
- [12] 广州市建筑科学研究院. GDDBJ15-31-2003 建筑地基基础设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2003.