

北京南银大厦深基坑支护结构设计

马永琪

(中航勘察设计研究院 北京 100086)

【摘要】 本文通过工程实例,介绍了如何合理选取地层参数,对支护结构的关键部位作为重点进行设计,并根据桩身受力特点,采取了不均匀配筋的方案,最后本工程在经济合理方面取得了令人满意的效果。

【关键词】 基坑支护 锚杆 腰梁

【Abstract】 This paper introduces the method to reasonably select the parameters of groundsoils. The focal point of design is the key position of support structure. According to the mechanics properties of pile shaft, the uneven mixed reinforcing bar is adopted. The satisfactory effect in economical of this engineering is obtained.

【Key words】 Foundation support, Anchor bar, Crossbeam

1 工程简介

北京南银大厦位于朝阳区三元东桥南侧,为一座32层具有现代化水平的综合办公大楼,建筑高度为110m。两层地下室,框架剪力墙结构,总建筑面积6620m²,由香港许李严建筑师有限公司设计。开槽深度为地表下13.0m,护坡面积4576m²。

2 地质条件

场地位于永定河冲洪积扇东北方向的末端,地层土质以细颗粒为主,粘性土和粉细砂的交互层,地表下20m之内地层为:

- (1)人工堆积层,为粘质粉土、房渣土。
- (2)粘质粉土,中密,可塑。
- (3)粉质粘土,中密,可塑。
- (4)粘质粉土,粉质粘土,中密,可塑

~硬塑。

(5)粉、细砂层,密实,有粘质粉土,粉质粘土夹层。

地下水埋深-6.7~7.6m。

在护坡桩施工之前,已经进行了降水工作。降水采用砂眼自渗与大井点抽水相结合

的方案,砂眼间距2.5m,大井点间距10m。

3 深基坑支护结构受力计算

- (1)采用单层土锚杆护坡桩方案。
- (2)上层力学参数选择。

“岩土勘察报告”提供的土层 c 、 φ 值比较低,在降水后,粘质粉土及粉、细砂的 c 、 φ 值应有所提高,粉质粘土的 c 值也应增大。另外,由于目前土层的侧压力计算用的是朗肯(Rankine)和库伦(Coulomb)理论,对于基坑壁侧原状土来说,计算结果往往偏大,在计算时,一般不直接用 c 值,而是将 c 值换算成 φ 值,为此在选用 φ 角时,适当做了调整。见表1。

表1 土层 c 、 φ 值

土 层	φ	c /kPa	调整后的 φ
粉质粘土	28.0°	26	30.0°
粘质粉土	24.5°	32	30.0°
粉、细砂	34.0°	20	35.0°
粘质粉土	28.5°	130	32.0°

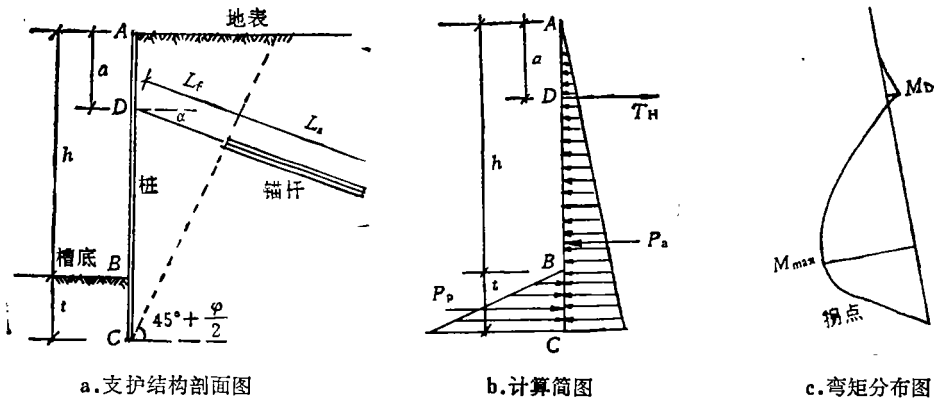


图1 支护结构受力计算简图

根据“岩土勘察报告”，场地内地层在水平方向上分布不稳定，同一类地层由于分布位置不同，相应的 c 、 φ 值也有所变化。

(3) 深基坑支护结构受力计算原理

图1是支护结构的受力计算简图，由桩对锚杆处的力矩平衡条件 $\sum M = 0$ 可得平衡方程：

$$\begin{aligned} 2/3 p_a \times (h+t-a) \\ = p_p / F \times (h+2/3t-a) \end{aligned} \quad (1)$$

$$p_a = 1/2 K_a \times r \times (h+t-a)^2$$

$$p_p = 1/2 K_p \times r \times t^2$$

$$K_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$$

$$K_p = \cos^2 \varphi / [\cos \delta - \sin(\varphi + \delta) \sin \varphi]^2$$

式中： p_a ——主动土压力；

p_p ——被动土压力；

K_a ——主动土压力系数；

K_p ——被动土压力系数；

φ ——土的内摩擦角；

δ ——桩背与土的摩擦角；

h ——开挖深度；

t ——桩嵌入深度；

a ——锚杆锚固点深度；

F ——抗倾覆安全系数。

$$F = \sum M_p / (\sum M_a + \sum M_{w_a} - \sum M_{w_p}) \quad (2)$$

式中： M_p ——对锚杆处的被动土压力力矩；

M_a ——对锚杆处的主动土压力力矩；

M_{w_a} ——对锚杆处的水压力力矩（主动面）；

M_{w_p} ——对锚杆处的水压力力矩（被动面）。

由水平力平衡条件得：

$$\sum X = 0$$

联合（1）、（2）方程，可求出桩嵌入深度、最大弯矩、锚杆拉力。计算步骤编成程序，由计算机计算出结果：

桩嵌入深度： $T = 2.97\text{m}$

最大弯矩： $M_{\max} = 700\text{kN}\cdot\text{m}$

锚杆拉力： $T_h = 287\text{kN/m}$

安全系数： $K = 1.5$

(4) 深基坑支护结构深部破裂面稳定性的验算

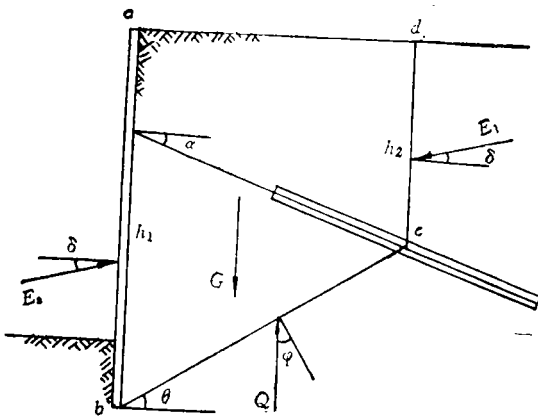
采用德国人Kranz的简易算法，计算简图见图2。通过锚固体的中点c与基坑支护桩下端的假想支承点b连一直线bc，并假定bc线即为深部滑动线。再通过c点垂直向上作直线cd。这样，在abcd这块土体上除自重G外，还作用有 E_a 、Q和 E_1 ，当其处在平衡状态时，即可利用力多边形求得锚杆所能承受的最大拉力 A_{\max} 及其水平分力 $A_{h\max}$ 。

$$\varphi = 32.0^\circ \quad \delta = 21.0 \quad \theta = 32.00^\circ$$

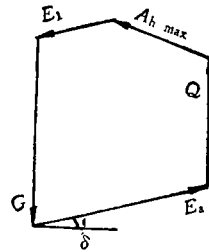
$$E_a = 1/2 K_a \times r \times h_1^2 = 726.86(\text{kN})$$

$$E_1 = 1/2 K_a \times r \times h_2^2 = 245.44(\text{kN})$$

由水平方向上力的平衡条件： $\sum X = 0$



(a) 土体中应力



(b) 力多边形

图 2 深基坑支护结构深部破裂面稳定性的验算

可得：

$$A_{hmax} = E_2 \times \cos 21^\circ - E_1 \times \cos 20^\circ$$

$$= 447.94 \text{ kN}$$

锚杆稳定安全系数 F_s ：

$$F_s = A_{hmax} / T_h = 447.94 / 287 = 1.56 > 1.5$$

验算可知支护结构是稳定的。

4 深基坑支护结构设计

(1) 通过对目前有关深基坑支护的资料及实例的分析，认为采用锚杆的支护结构，锚杆最为关键，在支护结构倒塌的实例中，多数是由于锚杆先失效造成的。为此，在设计时把锚杆的安全放在第一位。

(2) 桩身配筋按沿桩周边均匀配筋的

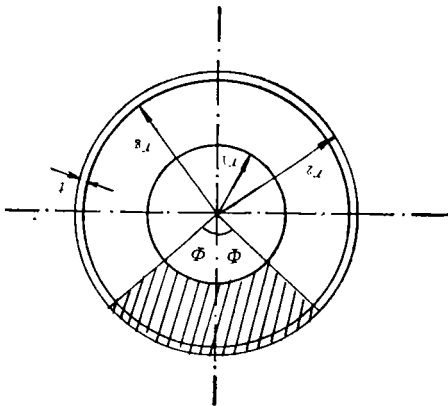


图 3 桩截面示意图

环形截面受弯构件计算 (图 3)。

计算公式采用：

$$a = \varphi / \pi = A_g \times R_g / (A_h \times R_w + 2A_g \times R_g)$$

$$= 0.3 \quad (4)$$

以环的中心取矩，据力矩条件有：

$$KM \leq [A_h \times R_w \times (r_1 + r_2) / 2 + 2A_g \times R_g \times r_g] \sin \varphi / \pi \quad (5)$$

式中： A_h ——环的砼面积；

r_1, r_2 ——环的内、外半径；

A_g ——钢筋总面积；

$R_g = R'_g$ ——钢筋抗拉屈服极限；

R_w ——砼抗弯曲抗压强度；

φ ——砼受压区中心夹角之半；

r_g ——钢筋环半径。

采用直径 800mm 的桩，间距 1.5m，II 级热轧钢筋，C25 砼，计算后得出钢筋总面积 $A_g = 6938 \text{ mm}^2$ 。

钢筋主要是在桩受张拉一侧起抗拉作用。为此，采用局部配筋的办法，减少在受压面的钢筋，每桩配筋只用 $\Phi 22$ 钢筋 13 根。

(3) 锚杆设计

① 采用一桩一锚 (图 4)

锚杆体选用 $d15$ 普通松弛钢绞线。

抗拉强度标准值：

$$f_{0.1k} \geq 1570 \text{ N/mm}^2$$

选用 $K = 1.8$

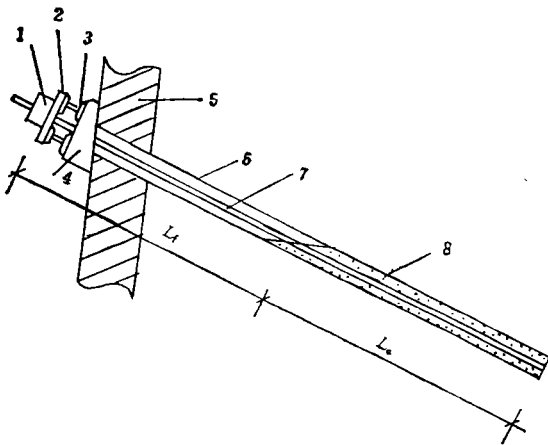


图4 土层锚杆示意图

- 1. 锚具 2. 承压板 3. 腰梁(工字钢) 4. 支座
- 5. 护坡桩 6. 钻孔 7. 锚杆体 8. 锚固体
- L_f —自由段 L_a —锚固段

由 $K = A \times f_{pik} / N_t$

可得: $A = 329 \text{ mm}^2$

式中: K ——安全系数;

A ——钢绞线总截面积;

N_t ——设计抗拉值。

每个锚杆体使用 3 根 $d15$ 钢绞线。

② 锚杆自由段长度通过对破裂面稳定性分析, 以及锚具可能出现的移动而影响预应力值的变化, 来确定其大小, 本工程采用锚杆体自由段长度为 7.0 m 。

锚杆锚固段长度采用下式确定:

$$L_a = K \times N_t / (\pi \times D \times q_a)$$

式中: D ——锚固体直径;

q_a ——土体与锚固体之间粘结强度值
(采用规范推荐值 $q_a = 100 \text{ kPa}$)。

计算可得: $L_a = 11.0 \text{ m}$ 。

③ 锚杆张拉、锁定及基本试验

锚杆张拉锁定及基本试验数据是以锚杆的强度标准值来决定的, 考虑到支护结构的抗滑动稳定性, 本工程锚杆张拉锁定值为 $0.55 \cdot f_{pik}$ 。

工程锚杆锁定荷载为 287 kN 。

(4) 腰梁设计

锚杆位于地表下 4.0 m 处, 一桩一锚, 锚杆需要锚固在腰梁上, 见图 5。

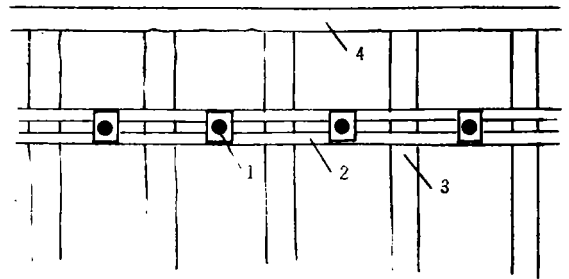


图5 腰梁布置图

- 1. 锚杆; 2. 腰梁; 3. 护坡桩; 4. 帽梁

表 2 锚杆基本试验加荷等级与观测时间

加	初始荷载	—	—	—	52	—	—	—
荷	第一循环	52	—	—	157	—	—	—
增	第二循环	52	104	157	210	157	104	52
量	第三循环	52	157	210	260	210	157	52
/kN	第四循环	52	157	260	313	260	157	52
	第五循环	52	157	260	366	260	157	52
	第六循环	52	157	313	418	313	157	52
观测时间/min		5	5	5	10	5	5	5

表 3 工程锚杆张拉荷载分级及观测时间

张拉荷载分级/kN	28.7	71.7	143	215	287	344	287
观测时间/min	5	5	5	5	10	10	10

腰梁采用工字钢，腰梁受力按等跨连续梁模型计算。根据腰梁布置情况，在基坑拐角处弯矩最大，受力简图及弯矩图见图6、图7。

根据力的叠加原理，在1截面弯矩系数：

$$a = \sum_{i=1}^B a_{1i}$$

式中： a_{1i} ——荷载作用在*i*截面时，1截面产生的弯矩系数。

对1截面产生的弯矩（取B跨连续梁模型）：

$$M = a \cdot P \cdot L$$

已知： $P = \frac{1}{2} \times 287 \times 1.5 = 215.25 \text{ kN}$

$$L = 1.5 \text{ m}$$

查表计算得： $a = 0.1692$

$$M = 0.1692 \times 215.25 \times 1.5$$

$$= 54.64 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

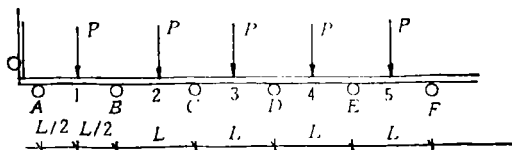


图6 腰梁计算模型

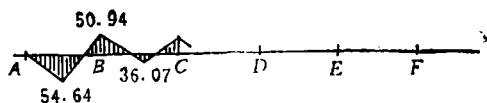


图7 腰梁弯矩图

采用22*b型工字钢：

$$\sigma = M/W = 54.64 \div 0.000325 = 168.12 \text{ MPa}$$

采用25*b型工字钢：

$$\sigma = M/W = 54.64 \div 0.00042272 = 129.26 \text{ MPa}$$

工字钢为Q235碳素结构钢， $\sigma = 160 \text{ MPa}$ ，因此采用25*b型工字钢较为合理。

5 小结

(1) 桩身由于采用了局部配筋，节约钢材43.4t。

(2) 基坑自1994年7月27日开始开挖，通过对桩顶位移的观测，一般在开挖两周后，桩顶位移量达到最大值，桩顶位移量平均为8mm。随着时间的增加，桩顶位移有减小的现象，基坑开挖了3个月时，实测桩顶位移量减小了0~3mm。

(3) 南银大厦采用了桩基础，基坑开挖后，在基坑底使用35kN筒式柴油打桩机，进行了1380根直径为400mm的预应力管桩施工，在施工期间及结束后，支护结构经过观测，没有发生变化。

收稿日期：1996-04-22

(上接第20页)

参 考 文 献

- 1 陈竹昌等. 软土地区打入桩临界位移的探讨. 中国土木工程学会第七届土力学及基础工程学术会议论文集. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994
- 2 M.F.CHANG et al. Design of bored piles

in residual soils based on field-performance data Canadian Geotechnical Journal, Vol.28, NO.2, Apr.1991, pp200~209

- 3 刘金砺. 桩基础设计与计算. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994

收稿日期：1996-01-04