

大连沿海国际中心基坑支护设计

张绍波¹, 陈晨¹, 刘亮^{1,2}

(1. 辽宁师范大学城市与环境学院, 辽宁大连 116029; 2. 辽宁地质工程勘察施工集团(大连)有限公司, 辽宁大连 116000)

摘要:当前基坑支护设计基本以相关基坑设计软件为依托,进行极限平衡的电子计算,但是电算不能从本质上表现出受危基坑侧壁危险性与支挡结构之间的受力关系。而本文以大连星海湾沿海国际中心基坑支护设计为例,以手算的方式直观还原上述受力关系,为基坑侧壁选择支护方案。

关键词:基坑支护;桩锚支护;支护设计;施工要点

中图分类号:TU473.2 **文献标识码:**A **文章编号:**1672-7428(2012)12-0045-05

Design of Foundation Pit Retaining of Dalian Yanhai International Center/ZHANG Shao-bo¹, CHEN Chen¹, LIU Li-ang^{1,2} (1. School of Urban and Environmental Sciences, Liaoning Normal University, Dalian Liaoning 116029, China; 2. Dalian Branch, Liaoning Geo-engineering Group Corporation, Dalian Liaoning 116000, China)

Abstract: The electronic calculation of limit equilibrium for the design of foundation pit support is based on the foundation pit design software, but the force relationship between the dangerous side wall of foundation pit and the retaining structure could not be reflected in essence. With the case of the foundation pit retaining design for Dalian Yanhai International Center, the above force relationship was visually reduced by hand-calculation to select the retaining schedule.

Key words: foundation pit support; anchor-pile retaining; retaining design; main points of construction

基坑支护以其设计和施工的专业性和灵活性一直是岩土工程技术中较有争议的问题,深基坑支护要考虑的方面有很多,除了顾及到基坑内部的设计施工等方面因素,还应该考虑到基坑周边环境与基坑本身的相互影响。随着科学技术的发展,尤其是计算机的广泛应用,给深基坑支护的研究带来了新的动力,当前基坑支护设计基本以相关基坑设计软件为依托,进行极限平衡的电子计算,但是电算不能从本质上表现出受危基坑侧壁危险性与支挡结构之间的受力关系。在大连星海湾沿海国际中心基坑支护工程设计中,以勘察单位提供的勘察报告为依据,以手算的方式直观还原上述受力关系,为基坑侧壁选择支护方案,可为该类基坑提供手算依据。

1 工程概况

1.1 场地概况

大连沿海国际中心工程位于大连市沙河口区星海广场东北部,马栏河西侧,星海会展中心一期工程东侧,北侧毗邻大连市网球馆,南侧为大连国际会展中心二期工程。本工程占地面积约 5000 m²,基坑面积约 4600 m²。基坑开挖深度为 -8.0 m(相对标高)。

1.2 工程地质条件

该地地质构造属于大连古老东西向倒转背斜的北翼,基岩为中震旦系桥头组石英岩板岩互层。岩层倾向南,走向近东西。

场地地形平坦,地面标高 3.76 ~ 8.73 m,相对高差 4.97 m,地势较高,土层结构分为 3 层:

(1) 杂填土,杂色,主要由建筑垃圾、碎石、炉渣、生活垃圾、粘性土等组成,硬杂质含量 30% 左右,稍湿~湿~饱和,稍密,该填土层场地均有分布,层厚 4.5 ~ 8 m,底层相对标高 -4.5 ~ 8 m;

(2) 砂砾石,灰褐~灰黑~黄褐色,石英岩圆砾为主,夹中粗砂及石英岩乱石,圆砾含量 50%,粒径 0.5 ~ 2 cm,磨圆度较好,中粗砂占 30% ~ 40%,卵石占 10% 左右,岩心极为松散,饱和,稍密状态,该砂砾石层在场地局部分布,呈透镜体状,层厚 2 ~ 10 m,层低标高 -6.5 ~ -18m;

(3) 中风化石英岩,黄褐~灰白色,层状结构,石英岩为主,夹有板岩,呈互层状,风化节理裂隙较发育,岩心呈块状、饼状、短柱状,岩体较完整,揭露层顶埋深 13.8 ~ 18.7 m,层底相对标高 -20.3 m 以深。

1.3 水文地质条件

收稿日期:2012-06-23

作者简介:张绍波(1965-),男(汉族),黑龙江人,辽宁师范大学副教授,岩土工程专业,从事教学与科研工作,辽宁省大连市沙河口区黄河路 850 号,1414905482@sina.com;陈晨(1985-),男(汉族),辽宁盘锦人,辽宁师范大学在读研究生,岩土工程专业,superchence@126.com。

该场地地下水为潜水,略有承压性,地下水位埋深2~7.5 m,地下水位随海水潮汐变化,水位变化幅度约2 m。

2 支护工程设计

2.1 设计依据

本工程的设计依据除了由甲方提供的基坑周边管网资料外,计算过程都根据国家规范以及勘察报告的数据计算求得,具体如下:

- (1)《建筑基坑支护技术规程》(JGJ 120-99);
- (2)《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2002);
- (3)《大连沿海国际中心工程岩土工程详细勘察报告》;
- (4)《大连沿海国际中心基坑岩土工程勘察报告》。

2.2 参数取值

2.2.1 土层参数取值(表1)

土层名称	重度 γ /($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	粘聚力 c /kPa	内摩擦角 φ /($^\circ$)
杂填土	18	10	15
砂砾石	20	0	38
中风化石英岩	25	50	40

2.2.2 地面荷载

基坑周围有临时搭建的简易房屋以及施工用料等荷载,所以设计中考虑地面均布超载 $q = 15 \text{ kPa}$ 。

2.2.3 关于计算部分的说明

根据场地条件,本支护设计采用排桩-锚索联合支护方法,计算方法是先由土压力入手,确定支撑的支反力,进而求得最大弯矩,最后确定配筋。

目前土压力理论主要有朗肯土压力理论和库仑土压力理论。由于库仑土压力理论用于墙背倾斜,背面粗糙,墙后填土为理想散粒体, $c = 0$, 与实际情况不相符,所以本设计采用朗肯土压力理论计算。朗肯理论适用条件:挡土墙的墙背竖直、光滑;墙后填土表面水平。本设计墙后按有均布荷载处理。

由于本支护设计采用的是井点降水,所以,在基坑开挖过程中保证地下水在基坑地面以下,所以在土压力计算过程中没有考虑到地下水的影响。

由于本基坑形状大体成方形,并且土层数据基本一致,现以其中一段为例给出计算。传统的计算方式是用规范公式进行手工试算,现在电子技术发展得相当先进,可以用相关软件进行电算。本设计

利用的是公式手工试算,再利用软件电算验证。图1为基坑边坡剖面图。

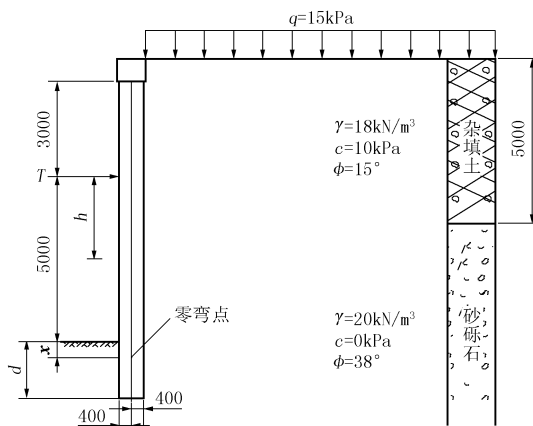


图1 基坑边坡剖面图

2.3 支护方案计算过程

2.3.1 土压力计算

2.3.1.1 主动土压力系数

$$K_{a1} = \tan^2(45^\circ - \varphi_1/2) = \tan^2(45^\circ - 7.5^\circ) = 0.59$$

$$K_{a2} = \tan^2(45^\circ - \varphi_2/2) = \tan^2(45^\circ - 19^\circ) = 0.24$$

2.3.1.2 被动土压力系数

$$K_p = 1/K_{a2} = \tan^2(45^\circ + \varphi_2/2) = 4.17$$

2.3.1.3 静止土压力作用点距桩顶距离

由于土体本身就有一定的自稳能力,所以从桩以下一段距离土压力为负值,也就是说这段距离的土凭借本身的粘聚力即可自稳。

$$\begin{aligned} e_{a0} &= (\gamma h_0 + q) K_{a1} - 2c \sqrt{K_{a1}} = 0 \\ \Rightarrow (18h_0 + 15) \times 0.59 - 2 \times 10 \sqrt{0.59} &= 0 \\ \Rightarrow h_0 &= 0.61 \end{aligned}$$

2.3.1.4 土压力计算

主动土压力计算公式:

$$e_a = (\gamma h + q) K_a - 2c \sqrt{K_a}$$

被动土压力计算公式:

$$e_p = (\gamma h + q) K_p - 2c \sqrt{K_p}$$

式中: e_a ——主动土压力; e_p ——被动土压力; γ ——土层重度, kN/m^3 ; c ——粘聚力, kPa ; K_a ——主动土压力系数; K_p ——被动土压力系数。

根据基坑的土层参数有如下计算结果:

$$e_{a1} = (18 \times 5 + 15) \times 0.59 - 15.36 = 46.59 \text{ kPa/m}$$

$$e_{a2\pm} = (18 \times 5 + 15) \times 0.24 - 0 = 25.2 \text{ kPa/m}$$

由于砂砾石层厚度相当大,所以,算出被动土压力的值没有实际意义。只需计算弯矩零点与嵌固深度所达到的厚度即可(具体计算过程见2.3.2中零弯矩的计算过程)。

2.3.2 支点反力计算

2.3.2.1 弯矩零点计算

因为在下面的计算中要用到零弯点计算支点反力,所以在这里说明一下。设弯矩零点距离基坑底部的距离为 x (m), 则在该点两侧的土压力应该相等, 即:

$$e_{px} = 20x \times 4.17$$

$$e_{ax} = 20(3+x) \times 0.24 + 25.2$$

$$\text{令: } e_{px} = e_{ax}$$

$$\text{有: } x = 0.5 \text{ m}$$

2.3.2.2 确定支点反力

根据基坑的深度, 可知本工程只需一道支撑即可满足支护要求(详见图1)。设计该支撑距桩顶3 m, 该支撑的支反力也就是支点反力为 T , 则由桩体的弯矩平衡方程可知:

$$M_{a_1} = (1/2) \times 46.59 \times 4.39 \times [4.39 \times (1/3) + 3.5] \\ = 507.58 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{a_2} = (1/2) \times 25.2 \times 3.5 \times 3.5 = 154.35 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{a_3} = (1/2) \times 16.5 \times 3.5 \times (1/3) \times 3.5 = 33.69 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\sum M_a = 695.62 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_t = T_1 \times (8.5 - 3) = 5.5T_1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_p = (1/6) \times 41.7 \times 0.5^2 = 1.7375 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

则根据弯矩平衡有:

$$\sum M_a = M_t + M_p$$

$$\Rightarrow T = 126.16 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

2.3.3 桩弯矩计算

2.3.3.1 确定桩深

桩的嵌固深度的确定可根据规范上的公式计算, 该公式与本工程结合可得如下形式:

$$\sum M = (M_p + M_t) / (M_1 + M_2 + M_3) \geq 1.2$$

设基坑底面到桩端的距离为 d , 则桩端以上所有力对该点取距应为零, 有:

$$M_1 = (1/2) \times 46.59 \times 4.39 \times [4.39 \times (1/3) + 3.5] \\ = 102.3(4.46 + d) \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_2 = (1/2) \times 2.52 \times (3 + d)^2 \\ = 507.58 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$= 12.6(3 + d)^2 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_3 = (1/6) \times 4.8 \times (3 + d)^2 \\ = 0.8(3 + d)^2 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_t = T \times (5 + d) \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

$$M_p = (1/6) \times 83.4d \times d^2 = 13.9d^3 \text{ (kN} \cdot \text{m)}$$

由上面的计算结果整理有:

$$\sum M = \frac{13.9d^3 + 126.2 \times 5 + 126.2d}{102.3(4.46 + d) + 12.6(3 + d)^2 + 0.8(3 + d)^3}$$

本式为一个3次方程, 常用的方法是通过试算, 经试算, 令 $d = 4.3$ m 时, 有 $\sum M = 1.21 \geq 1.2$, 所以可以确定桩的嵌固深度为4.5 m。

由此可知桩的长度为 $8 + 4.5 = 12.5$ m。

2.3.3.2 确定桩的最大弯矩

由于本设计在后面要涉及桩的配筋部分计算, 所以在这里先将排桩的最大弯矩计算出来, 以供后面使用。

整个桩的最大弯矩应该包含3个部分, 一部分是桩顶到支撑之间, 一部分是从支撑的位置到零弯点的位置, 另一部分是零弯点以下的部分。经过计算可知, 从支撑位置到零弯点之间的弯矩为最大弯矩。

2.3.3.3 确定剪力零点的位置

由于填土层土压力 $E_{a_1} = 46.59 \times 4.39 \times (1/2) = 102.27$ kN < 126.16 kN(锚杆反力), 所以剪力零点必然不在填土层中, 即在砂砾石层中。

设该点位于填土层底层以下 h 处, 则该点的土压力有:

$$e_{a_h} = (15 + 18 \times 4.39 + 20h) \times 0.24$$

$$= (94.02 + 20h) \times 0.24$$

$$= 22.56 + 4.8h$$

$$E_{a_h} = (25.2 + 22.56 + 4.8h) \times (1/2)$$

$$= (47.76 + 4.8h) \times (1/2)$$

$$= 23.88h + 2.4h^2$$

则该段弯矩最大点可列弯矩方程为:

$$23.88h + 2.4h^2 + 102.27 - 126.16 = 0$$

$$\Rightarrow h = 0.91 \text{ (负值舍去)}$$

则建立零点位于支撑以下: $2 + 0.91 = 2.91$ m。

2.3.3.4 最大弯矩设计值的确定

最大弯矩为 $126.16 \times 2.91 - 46.59 \times 4.39 \times 4.39 \times (1/2) \times (1/3) = 217.47$ kN·m。根据规范可知, 由2.3.2确定的支反力为计算值, 要进一步计算, 首先要把计算值转化成设计值才能用之, 公式如下:

$$M = 1.25\gamma_0 M_c$$

式中: M ——最大弯矩的设计值; γ_0 ——建筑基坑侧壁重要性系数, 本基坑可按一级取值为1.1; M_c ——最大弯矩的计算值。

可得最大弯矩的设计值为 $M = 299$ kN·m。

2.3.4 排桩和锚杆(索)承载力计算

2.3.4.1 锚固力设计值

根据文献[1]可知, 由2.3.2确定的支反力为计算值, 要进一步计算, 首先要把计算值转化成设计

值,公式如下:

$$T_a = 1.25\gamma_0 T$$

式中: T_a ——锚固力的设计值; γ_0 ——建筑基坑侧壁重要性系数,本基坑可按一级取值为1.1; T ——锚固力的计算值。

可得支点力的设计值为174 kN。

2.3.4.2 锚杆承载力计算值

锚杆承载力的计算值应根据下式计算:

$$T_a \leq N_u \cos\theta$$

式中: T_a ——锚杆水平拉力设计值; N_u ——锚杆轴向受拉承载力设计值; θ ——锚杆与水平面的倾角,本工程倾角为15°。

可得锚杆承载力设计值为180 kN。

2.3.4.3 排桩尺寸和锚杆(索)承载力计算

根据以上的分析与计算,现设计排桩的直径为800 mm,桩间距为1600 mm,混凝土护层为20 mm。锚索与水平方向的夹角为15°。此外,以上设计出的值是每延米的各种数值,所以要计算2个桩的锚固力的设计值以及最大弯矩,就必须乘上两桩间距。所以锚杆承载力的计算值应该为180 kN × 1.6 m = 288 kN·m,最大弯矩为299 kN·m × 1.6 m = 478 kN·m²。

2.3.4.4 锚杆(索)配筋计算

由文献[1]可知,锚杆(索)的截面面积应按下列式计算:

$$A_s \leq N_u / f_y$$

式中: N_u ——锚杆轴向受拉承载力设计值; f_y ——普通钢筋抗拉强度设计值,由钢筋混凝土规范查得705钢绞线的抗拉强度的基本值为1860 MPa,设计值为1320 MPa; A_s ——普通钢筋、杆体截面面积。

可得需要的锚索总截面面积:

$$A_s = 288 \text{ kN} / (1320 \times 10^3 \text{ kPa}) = 218 \text{ mm}^2$$

705钢绞线的截面面积为 $7\pi \times (5 \times 5) / 4 = 137 \text{ mm}^2$ 。

所以每个支撑需要2束锚索,即:2 × 705。

2.3.4.5 确定锚固段和自由段的长度

(1) 锚固段长度的确定

锚固段的长度可由下式算出:

$$N_u = (\pi / \gamma_s) d \sum q_{sik} l_i$$

式中: N_u ——锚杆轴向受拉承载力设计值; γ_s ——锚杆(索)轴向受拉抗力分项系数,可取1.3; d ——锚固体直径,本设计孔直径可由2.3.4中2束钢绞线的面积再考虑到注浆可能会增加该直径,求得 $d = 150 \text{ mm}$; q_{sik} ——土体与锚固体的极限摩阻力标准

值,应根据当地经验取值,当无经验时可按文献[1]表4.4.3查得,本设计锚索的锚固段应在砂砾层中,所以查表得 q_{sik} 在190~260 kPa,本设计取 $q_{sik} = 200 \text{ kPa}$; l_i ——第 i 层土中直孔部分锚固段长度。

经计算,锚固段长度为19 m。

(2) 自由段长度的确定

由文献[1]可知,自由段的长度可由下式算出:

$$l_f = l_i \sin(45^\circ - \varphi_k / 2) / \sin(45^\circ + \varphi_k / 2 + \theta)$$

式中: l_f ——自由段长度; l_i ——锚杆锚头中点至基坑底面以下基坑外侧荷载标准值与基坑内侧抗力标准值相等处的距离,本设计取5.5 m; φ_k ——土体各土层厚度加权内摩擦角标准值,经计算为 $\sqrt{[(15^\circ)^2 + (38^\circ)^2]} / 2 = 28^\circ$; θ ——锚杆倾角,本设计为15°。

经计算,自由段长度为3 m,由此可知,锚杆长度为3 + 19 = 22 m。

(3) 排桩的配筋计算

本设计采用钢筋沿圆均匀分布的配筋方法给桩体配筋,排桩配筋可由下式算出:

$$M \leq \frac{2}{3} \alpha_1 f_c A_r \frac{\sin^3(\pi \alpha)}{\pi} + f_y A_s r_s \frac{\sin(\pi \alpha) + \sin(\pi \alpha_1)}{\pi}$$

式中: M ——截面弯矩设计值,kN·m; A ——圆形的截面面积,本设计桩径取800 mm,并考虑到钢筋笼外层的混凝土保护层厚度50 mm,由此可得出 $A = \pi(400 + 50)^2 = 635850 \text{ mm}^2$; A_s ——全部纵向钢筋截面面积,mm²; r ——圆形截面面积的半径,由上可知, $r = 0.45 \text{ m}$; r_s ——纵向钢筋重心所在圆周的半径,即去掉混凝土护层的半径,为0.4 m; α_1 ——计算深度 z 处的竖向应力标准值,kPa, $\alpha_1 = 1.25 - 2\alpha$,当 $\alpha > 0.625$ 时,取 $\alpha_1 = 0$,由下条可知, $\alpha = 0.25$,所以取 $\alpha_1 = 2 \times 0.25 = 0.5$; α ——对应于受压区混凝土截面面积的圆心角(rad)与 2π 的比值,从本设计来看,圆心角应取 $\pi/2$,则 $\alpha = (\pi/2) / (2\pi) = 0.25$; α_1 ——受压区混凝土矩形应力圆的应力值与混凝土轴心抗压强度设计的比值,当混凝土强度等级不超过C50时, α_1 取1.0,当混凝土强度等级为C80时, α_1 取0.94,其间按线性内插法确定,本设计采用的混凝土强度为C30,故 α_1 取1.0; f_c ——混凝土轴心抗压强度设计值,由钢筋混凝土规范可知,C30的抗压强度为14.3 MPa; f_y ——普通钢筋抗拉强度设计值,可查得Ø25 mm钢筋的抗拉强度设计值为300 MPa。

由计算可得 $A_s \geq 3873 \text{ mm}^2$,配8根Ø25 mm钢筋,面积为 $8 \times 3.14 \times (25 \times 25) / 4 = 3925 \text{ mm}^2 >$

3873 mm²,所以用8根Ø25 mm钢筋作为桩身配筋。

配筋率 $\rho = A_s/A = 6\% > \rho_{\min} = 4\%$,满足设计要求。

2.3.5 基坑侧壁稳定性分析

基坑侧壁的稳定性分析可由边坡的受力分析计算得出,经计算,该侧壁的的稳定系数 > 1.35 ,满足规范的稳定性要求。

3 施工要点

拟建建筑物设地下2层,基坑开挖深度为8 m,从上至下地层为:杂填土、砂砾石、中风化石英岩,开挖时可以采用机械开挖。

由于场地局部具有放坡条件,基坑可放坡开挖,放坡比例为1:1.70。

3.1 支护桩施工要点

支护桩采用钻孔灌注桩,桩身参数取值见2.3.4中排桩配筋部分。主筋采用8根Ø25 mm钢筋作为桩身配筋,螺旋筋采用Ø8@200,支护桩箍筋Ø14@2000。

桩顶设置冠梁,尺寸为0.6 m×1.0 m,主筋采用14Ø20,上下搭接40d(其中d为钢筋直径),加强筋Ø10@400,箍筋Ø10@200。

施工时控制好桩长及垂直度,确保支护桩在基坑底以下的嵌岩深度至少4.5 m。

桩表面为混凝土护层,混凝土强度等级C30,石料粒径为5~31.5 mm,级配应合理,含泥量 $\geq 1\%$ 。

3.2 锚杆施工要点

锚杆采用自成孔锚索,施工要点包括了锚杆定位、钻孔、锚索的制作与安置、锚杆注浆、腰梁的安装与锚索张拉。

3.2.1 锚杆定位

钻孔前按施工图放线,确定锚杆位置,作上标记。锚孔水平方向的孔距偏差 ≥ 50 mm,垂直方向的孔距偏差 ≥ 100 mm,如锚杆钻进时遇地下障碍,可做局部调整,但不能影响整体支护效果。

3.2.2 钻孔

钻孔机具选择应满足支护设计对锚杆钻孔参数的要求。钻孔直径 ≥ 150 mm。严格按设计要求的钻孔角度、孔深及孔径施工。

3.2.3 锚索的制作与安置

锚索应采用低松弛高强度钢绞线,钢绞线抗拉强度的特征值 $f_k = 1860$ MPa。锚索下料长度为:自由段长度+锚固段长度+1.2 m(千斤顶工作长度)。锚索自由段用塑料管包裹,两端用铁线将其

扎牢,避免浆液渗入。锚索安放到位后应拉紧,使锚索在钻孔中居中。

3.2.4 锚杆注浆

注浆液采用纯水泥浆。注浆材料选用32.5级普通硅酸盐水泥,外加剂掺量由现场试验确定。注浆用水中不含影响水泥正常凝结硬化的有害物质。应采取有效措施保证锚杆钢绞线与注浆体的粘结强度。锚杆注浆时,砂浆等级为M30。

3.2.5 腰梁的安装与锚索张拉

腰梁为热轧普通槽钢。腰梁两腹板净距与锚孔位置一致,制作质量应满足设计要求。槽钢背靠背放置,槽钢在支点及跨中设置加劲肋板及连接缀板。腰梁每连至少2跨,两槽钢接头处应满足设计要求。注浆体强度达到18 MPa时方可进行锚杆张拉,张拉时用200 kN千斤顶单孔张拉,循环二次。锚索按设计承载力105%~110%张拉,持荷5 min后按设计承载力的65%锁定。

3.3 基坑开挖要点

基坑开挖前应进行施工组织设计,并在开挖前协同设计人员共同讨论施工方案。基坑分段分层开挖,以便土方及支护穿插施工。基坑开挖严禁超过设计深度,有关单位应协力合作,确保支护设计要求的各种参数。基坑开挖过程中,应采取措施防止碰撞支护结构、工程桩或扰动基底原状土。发生异常情况时,应立即停止挖土、查清原因并采取措施后方可继续挖土。基坑周边严禁超堆荷载,各支护段坡顶1.5 m外堆载不超过各段设计超载值。开挖过程中如碰到局部地段渗水,应设置泄水导管,间距2000 mm×2000 mm。

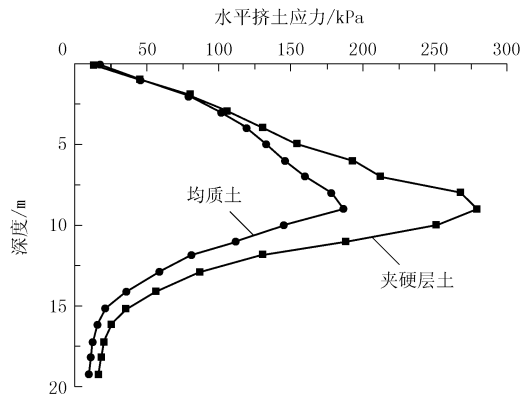
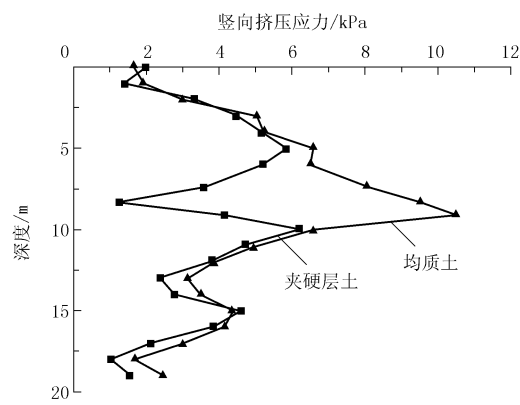
3.4 泄水孔设置

泄水孔的间距与布设以达到泄水的目的为原则,泄水孔用1 in(Ø25.4 mm)PVC管接到坑壁外,泄水导管必需做好滤水层。

4 结语

工程设计的目的在于工程实践,而工程设计运用到工程实践中时,往往需要根据实际情况进行一定的改进。因为每一个工程就是一个富有不同个性的个体,工程不同,特点就不同,而且每个工程中影响因素很多,作为工程负责人,应该具备灵活敏捷的思维,不能刻舟求剑,一成不变,要随着工程的实际情况作相关的调整和改进,以确保设计方案与工程相匹配。如在进行很多计算时,都会在其前面乘上

(下转第53页)

图 11 $X=3d$ 处水平挤压应力图 12 $X=3d$ 处竖向挤压应力

(3) 夹硬层土的水平挤压应力要远大于均质土情况,挤压应力的最大值位于硬土层中部。与水平挤压应力相比,竖向挤压应力在硬土层处明显偏小。

参考文献:

- [1] 龚晓南. 应重视上硬下软多层地基中挤土效应的影响[J]. 地基处理, 2005, 16(3): 63-64.
- [2] 鲁祖统. 软粘土地基中静力压桩挤土效应的数值模拟[D]. 浙江: 浙江大学, 1998.
- [3] 王浩, 魏道堃. 表面约束下的沉桩挤土效应数值模拟研究[J]. 岩土力学, 2002, 23(1): 107-110.
- [4] 姚怡文. 土成层性对桩水平响应影响的有限元分析[J]. 结构工程师, 2006, 22(2): 45-49.
- [5] 高成雷, 凌建明. 层状地基静力压桩过程数值模拟[J]. 铁道科学, 2008, 29(2): 23-27.
- [6] 罗战友, 夏建中, 龚晓南, 等. 压桩过程中静压桩挤土位移的动态模拟和实测对比研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, 27(8): 1709-1714.
- [7] 张明义, 邓安福, 干滕君. 静力压桩数值模拟的位移贯入法[J]. 岩土力学, 2003, 24(1): 113-117.
- [8] 孙晓东, 鹿群, 杨永玉. 饱和成层土中静压桩挤土位移的模型试验研究[J]. 工程勘察, 2012, 40(2): 5-10.

(上接第 49 页)

一个安全系数, 这样进行多重计算后, 计算结果已经被远远地夸大了, 所以需要经验加以修正。

本次设计是用纯理论知识进行的手算设计, 设计中有很多不足的地方, 比如在施工过程中存在无法按照设计施工, 或者是施工过程中存在着一些客观原因不能完全按照设计的方案完成, 这就需要以后在设计的时候考虑问题要与施工联系更紧密, 加强在临场的应变能力。要注意吸取经验, 并在进一步工作中进步和提高。通过手算设计能够对同类基坑的设计起到一定的指导作用。

参考文献:

- [1] 孙广忠. 工程地质与地质工程[M]. 北京: 地震出版社, 1993.
- [2] 陈肇元, 崔京浩. 土钉支护在基坑工程中的应用[M]. 北京: 机械工业出版社, 2000.

- [3] 高浪. 深基坑开挖土钉墙支护性状分析[D]. 浙江杭州: 浙江大学, 1998.
- [4] 林天健. 深基坑开挖支护体系理论及其应用评述[J]. 力学与实践, 1996, 18(2).
- [5] 陈忠汉, 程丽萍. 深基坑工程[M]. 北京: 机械工业出版社, 1999.
- [6] 郑毅敏. 福州元洪大厦三层地下室的工程实践[J]. 工业建筑, 1994, (11).
- [7] 张晃, 郑俊杰, 辛凯. 土钉支护技术在软土基坑中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, (6).
- [8] 段启伟. 土钉支护在某基坑工程中的应用[J]. 山西建筑, 2007, 33(3).
- [9] 陈宗严. 土钉加筋土挡土墙施工技术[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1994.
- [10] 龚晓南. 深基坑工程设计施工手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [11] JGJ 120-99, 建筑基坑支护技术规程[S].