

梧州-玉林-钦州公路（苍梧至容县段）№2合同段  
苍容浔江大桥塔吊基础计算书

重庆钱桥建筑设备租赁有限公司

二〇二三年二月

梧州-玉林-钦州公路（苍梧至容县段）№2合同段  
苍容浔江大桥塔吊基础计算书

设计：\_\_\_\_\_

复核：\_\_\_\_\_

审核：\_\_\_\_\_

重庆钱桥建筑设备租赁有限公司

二〇二三年三月

# 6#边塔矩形板式桩基础 计算书 (T7535)

计算依据:

- 1、《塔式起重机混凝土基础工程技术标准》JGJ/T187-2019
- 2、《混凝土结构设计规范》GB50010-2010
- 3、《建筑桩基技术规范》JGJ94-2008
- 4、《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011

## 一、塔机属性

塔机型号	T7535-20虎霸
塔机独立状态的最大起吊高度 $H_0$ (m)	60
塔机独立状态的计算高度 $H$ (m)	65
塔身桁架结构	方钢管
塔身桁架结构宽度 $B$ (m)	2

## 二、塔机荷载

### 1、塔机传递至基础荷载标准值

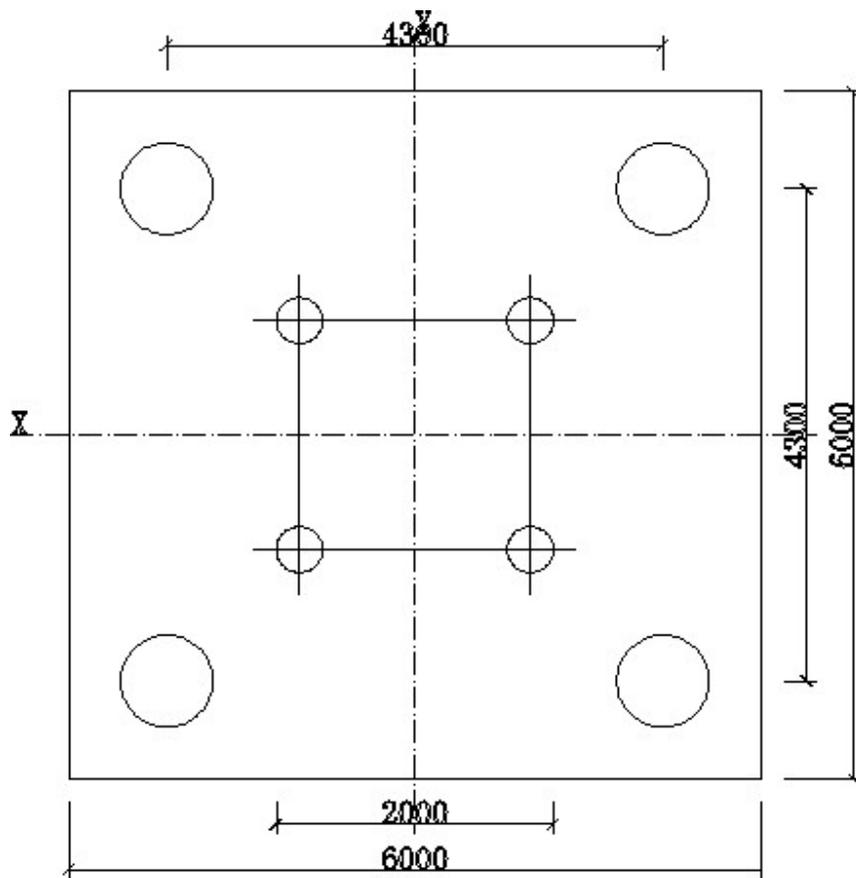
工作状态	
塔机自重标准值 $F_{k1}$ (kN)	1280
起重荷载标准值 $F_{qk}$ (kN)	41
竖向荷载标准值 $F_k$ (kN)	1321
水平荷载标准值 $F_{vk}$ (kN)	67
倾覆力矩标准值 $M_k$ (kN·m)	4927
非工作状态	
竖向荷载标准值 $F_k'$ (kN)	1280
水平荷载标准值 $F_{vk}'$ (kN)	173
倾覆力矩标准值 $M_k'$ (kN·m)	5815

### 2、塔机传递至基础荷载设计值

工作状态	
塔机自重设计值 $F_1$ (kN)	$1.35F_{k1} = 1.35 \times 1280 = 1728$
起重荷载设计值 $F_Q$ (kN)	$1.35F_{qk} = 1.35 \times 41 = 55.35$
竖向荷载设计值 $F$ (kN)	$1728 + 55.35 = 1783.35$
水平荷载设计值 $F_v$ (kN)	$1.35F_{vk} = 1.35 \times 67 = 90.45$
倾覆力矩设计值 $M$ (kN·m)	$1.35M_k = 1.35 \times 4927 = 6651.45$
非工作状态	
竖向荷载设计值 $F'$ (kN)	$1.35F_k' = 1.35 \times 1280 = 1728$
水平荷载设计值 $F_v'$ (kN)	$1.35F_{vk}' = 1.35 \times 173 = 233.55$
倾覆力矩设计值 $M'$ (kN·m)	$1.35M_k' = 1.35 \times 5815 = 7850.25$

### 三、桩顶作用效应计算

承台布置			
桩数 $n$	4	承台高度 $h$ (m)	1.8
承台长 $l$ (m)	6	承台宽 $b$ (m)	6
承台长向桩心距 $a_l$ (m)	4.3	承台宽向桩心距 $a_b$ (m)	4.3
承台参数			
承台混凝土等级	C35	承台混凝土自重 $\gamma_C$ (kN/m <sup>3</sup> )	25
承台上部覆土厚度 $h'$ (m)	0	承台上部覆土的重度 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	19
承台混凝土保护层厚度 $\delta$ (mm)	50	配置暗梁	否
承台底标高 $d_1$ (m)	22.2		



基础布置图

承台及其上土的自重荷载标准值:

$$G_k = bl(h\gamma_c + h'\gamma') = 6 \times 6 \times (1.8 \times 25 + 0 \times 19) = 1620 \text{ kN}$$

承台及其上土的自重荷载设计值:  $G = 1.35G_k = 1.35 \times 1620 = 2187 \text{ kN}$

$$\text{桩对角线距离: } L = (a_b^2 + a_l^2)^{0.5} = (4.3^2 + 4.3^2)^{0.5} = 6.081 \text{ m}$$

### 1、荷载效应标准组合

轴心竖向力作用下:  $Q_k = (F_k' + G_k) / n = (1280 + 1620) / 4 = 725 \text{ kN}$

荷载效应标准组合偏心竖向力作用下:

$$Q_{k\max} = (F_k' + G_k) / n + (M_k' + F_{V_k} h) / L$$

$$= (1280 + 1620) / 4 + (5815 + 173 \times 1.8) / 6.081 = 1732.446 \text{ kN}$$

$$Q_{k\min} = (F_k' + G_k) / n - (M_k' + F_{V_k} h) / L$$

$$= (1280 + 1620) / 4 - (5815 + 173 \times 1.8) / 6.081 = -282.446 \text{ kN}$$

### 2、荷载效应基本组合

荷载效应基本组合偏心竖向力作用下:

$$Q_{\max}=(F'+G)/n+(M'+F_v'h)/L$$
$$=(1728+2187)/4+(7850.25+233.55\times 1.8)/6.081=2338.802\text{kN}$$

$$Q_{\min}=(F'+G)/n-(M'+F_v'h)/L$$
$$=(1728+2187)/4-(7850.25+233.55\times 1.8)/6.081=-381.302\text{kN}$$

## 四、钢管桩承载力验算

### 1、钢管桩稳定性计算

对于圆管的稳定性验算,《钢结构设计标准》(GB50017-2017)规定,双向压弯圆管的整体稳定按下列公式计算:

$$\frac{N}{\varphi Af} + \frac{\beta_m M}{\gamma_m W(1 - 0.8/N'_{EX})f} \leq 1.0$$

式中:

$N$ —轴心压力设计值;

$\varphi$ —轴心受压构件的整体稳定系数;

$\gamma_m$ —圆形构件的截面塑性发展系数,满足S3要求时取1.15,不满足时取1.0;

$W$ —截面模量;

$N'_{EX}$ —参数,  $N'_{EX} = \frac{\pi^2 EA}{1.1\lambda_x^2}$

对于 $\Phi 1020\times 12\text{mm}$ 钢管桩,计算长度 $l=20\text{m}$ ,基本组合桩内力设计值如下:

$N=1732.446\text{kN}$ ,  $M=0\text{kN}\cdot\text{m}$ ,

通过计算得到:

$$\frac{N}{\varphi Af} + \frac{\beta_m M}{\gamma_m W(1 - 0.8/N'_{EX})f} \leq 0.3 < 1.0$$

满足要求!

### 2、钢管桩入土深度计算

$$R_{\alpha} = \frac{\mu \sum q_{sik} l_i + \lambda_p q_{pk} A_p}{2}$$

$$Q_{uk} = \mu \sum q_{sik} l_i + \lambda_p q_{pk} A_p$$

当  $h_p/d < 5$  时,  $\lambda_p = 0.16 h_p/d$ ;

当  $h_p/d > 5$  时,  $\lambda_p = 0.8$

式中:

$Q_{uk}$ —单桩竖向极限承载力标准值 (kN) ;

$q_{sik}$ —桩侧第*i*层土的极限侧阻力标准值 (kPa) ;

$q_{pk}$ —极限端阻力标准值 (kPa) ;

$\lambda_p$ —桩端土塞效应系数;

$h_p$ —桩端进入持力层深度;

$d$ —钢管桩外径 (m) 。

桩外径 d(m)	壁厚 t(m)	$A_p(m^2)$	桩周 长 U(m)	土质	层厚 (m)	极限侧阻 力标准值 (kpa)	极限端阻 力标准值	公式代入 端阻力 (kpa)	嵌入 深度 (m)	承载力
1.02	0.12	0.82	3.20	素填土	6.00	0.00	0.00	0.00	/	0.00
1.02	0.12	0.82	3.20	粉质粘土	5.00	30.00	1900.00	0.00	/	150.00
1.02	0.12	0.82	3.20	淤泥质土	7.00	25.00	0.00	0.00	/	325.00
1.02	0.12	0.82	3.20	卵石	4.00	100.00	10500.00	10500.00	2	3216.72
承载力特征值 $R_a(kN)$										1608.36
所需最小入土深度(m)										20

$$1.2R_a = 1930.03kN > 1732.446kN$$

满足要求!

### 3、钢管桩竖向抗拔力计算

根据《建筑桩基技术规范》(JGJ94-2008) 5.4节中公式 (5.4.6) 可知, 桩基抗拔并呈非整体破坏时, 桩基的抗拔极限承载力标准值可按下式计算:

$$Q_{kmin} = -324.404kN < 0$$

按荷载效应标准组合计算的桩基拔力:  $Q_k' = 282.446kN$

$$R_a' = \psi u \sum \lambda_i q_{sili} + G_p = 328.29kN > Q_k' = 282.446kN$$

满足要求!

## 五、承台计算

承台配筋			
承台底部长向配筋	HRB400 Φ25@120	承台底部短向配筋	HRB400 Φ25@120
承台顶部长向配筋	HRB400 Φ25@120	承台顶部短向配筋	HRB400 Φ25@120
承台竖向连接筋	HRB400 Φ16@350		

### 1、荷载计算

承台计算不计承台及上土自重:

$$F_{\max} = F/n + M/L$$

$$= 1728/4 + 7850.25/6.081 = 1722.922 \text{ kN}$$

$$F_{\min} = F/n - M/L$$

$$= 1728/4 - 7850.25/6.081 = -858.922 \text{ kN}$$

承台底部所受最大弯矩:

$$M_x = 2F_{\max}(a_b - B)/2 = 2 \times 1722.922 \times (4.3 - 2)/2 = 3962.721 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 2F_{\max}(a_l - B)/2 = 2 \times 1722.922 \times (4.3 - 2)/2 = 3962.721 \text{ kN.m}$$

承台顶部所受最大弯矩:

$$M'_x = 2F_{\min}(a_b - B)/2 = 2 \times (-858.922) \times (4.3 - 2)/2 = -1975.521 \text{ kN.m}$$

$$M'_y = 2F_{\min}(a_l - B)/2 = 2 \times (-858.922) \times (4.3 - 2)/2 = -1975.521 \text{ kN.m}$$

计算底部配筋时: 承台有效高度:  $h_0 = 1800 - 50 - 25/2 = 1738 \text{ mm}$

计算顶部配筋时: 承台有效高度:  $h_0 = 1800 - 50 - 25/2 = 1738 \text{ mm}$

### 2、受剪切计算

$$V = 2(F/n + M/L) = 2 \times (1728/4 + 7850.25/6.081) = 3445.844 \text{ kN}$$

受剪切承载力截面高度影响系数:  $\beta_{hs} = (800/1738)^{1/4} = 0.824$

塔吊边缘至角桩内边缘的水平距离:  $a_{1b} = (a_b - B - d)/2 = (4.3 - 2 - 0.8)/2 = 0.75 \text{ m}$

$$a_{1l} = (a_l - B - d)/2 = (4.3 - 2 - 0.8)/2 = 0.75 \text{ m}$$

剪跨比:  $\lambda_b' = a_{1b}/h_0 = 750/1738 = 0.432$ , 取  $\lambda_b = 0.432$ ;

$$\lambda_l' = a_{1l}/h_0 = 750/1738 = 0.432, \text{ 取 } \lambda_l = 0.432;$$

承台剪切系数:  $\alpha_b = 1.75/(\lambda_b + 1) = 1.75/(0.432 + 1) = 1.222$

$$\alpha_l = 1.75/(\lambda_l + 1) = 1.75/(0.432 + 1) = 1.222$$

$$\beta_{hs}\alpha_b f_t b h_0 = 0.824 \times 1.222 \times 1.57 \times 10^3 \times 6 \times 1.738 = 16485.35 \text{ kN}$$

$$\beta_{hs}\alpha_t f_t l h_0 = 0.824 \times 1.222 \times 1.57 \times 10^3 \times 6 \times 1.738 = 16485.35 \text{ kN}$$

$$V = 3445.844 \text{ kN} \leq \min(\beta_{hs}\alpha_b f_t b h_0, \beta_{hs}\alpha_t f_t l h_0) = 16485.35 \text{ kN}$$

满足要求!

### 3、受冲切计算

$$\text{塔吊对承台底的冲切范围: } B + 2h_0 = 2 + 2 \times 1.738 = 5.476 \text{ m}$$

$$a_b - d = 4.3 - 0.8 = 3.5 \text{ m} \leq B + 2h_0 = 5.476 \text{ m}, \quad a_t - d = 4.3 - 0.8 = 3.5 \text{ m} \leq B + 2h_0 = 5.476 \text{ m}$$

角桩位于冲切锥体以内, 可不进行角桩冲切的承载力验算!

### 4、承台配筋计算

(1)、承台底面长向配筋面积

$$\alpha_{S1} = M_y / (\alpha_1 f_c b h_0^2) = 3962.721 \times 10^6 / (1 \times 16.7 \times 6000 \times 1738^2) = 0.013$$

$$\zeta_1 = 1 - (1 - 2\alpha_{S1})^{0.5} = 1 - (1 - 2 \times 0.013)^{0.5} = 0.013$$

$$\gamma_{S1} = 1 - \zeta_1 / 2 = 1 - 0.013 / 2 = 0.993$$

$$A_{S1} = M_y / (\gamma_{S1} h_0 f_{y1}) = 3962.721 \times 10^6 / (0.993 \times 1738 \times 360) = 6376 \text{ mm}^2$$

最小配筋率:  $\rho = 0.15\%$

$$\text{承台底需要配筋: } A_1 = \max(A_{S1}, \rho b h) = \max(6376, 0.0015 \times 6000 \times 1800) = 16200 \text{ mm}^2$$

$$\text{承台底长向实际配筋: } A_{S1}' = 25035 \text{ mm}^2 \geq A_1 = 16200 \text{ mm}^2$$

满足要求!

(2)、承台底面短向配筋面积

$$\alpha_{S2} = M_x / (\alpha_2 f_c l h_0^2) = 3962.721 \times 10^6 / (1 \times 16.7 \times 6000 \times 1738^2) = 0.013$$

$$\zeta_2 = 1 - (1 - 2\alpha_{S2})^{0.5} = 1 - (1 - 2 \times 0.013)^{0.5} = 0.013$$

$$\gamma_{S2} = 1 - \zeta_2 / 2 = 1 - 0.013 / 2 = 0.993$$

$$A_{S2} = M_x / (\gamma_{S2} h_0 f_{y1}) = 3962.721 \times 10^6 / (0.993 \times 1738 \times 360) = 6376 \text{ mm}^2$$

最小配筋率:  $\rho = 0.15\%$

$$\text{承台底需要配筋: } A_2 = \max(A_{S2}, \rho l h) = \max(6376, 0.0015 \times 6000 \times 1800) = 16200 \text{ mm}^2$$

$$\text{承台底短向实际配筋: } A_{S2}' = 25035 \text{ mm}^2 \geq A_2 = 16200 \text{ mm}^2$$

满足要求!

(3)、承台顶面长向配筋面积

$$\alpha_{S1} = M'_y / (\alpha_1 f_c b h_0^2) = 1975.521 \times 10^6 / (1 \times 16.7 \times 6000 \times 1738^2) = 0.007$$

$$\zeta_1 = 1 - (1 - 2\alpha_{S1})^{0.5} = 1 - (1 - 2 \times 0.007)^{0.5} = 0.007$$

$$\gamma_{S1} = 1 - \zeta_1 / 2 = 1 - 0.007 / 2 = 0.997$$

$$A_{S3} = M'_y / (\gamma_{S1} h_0 f_{y1}) = 1975.521 \times 10^6 / (0.997 \times 1738 \times 360) = 3168 \text{mm}^2$$

最小配筋率:  $\rho = 0.15\%$

承台顶需要配筋:  $A_3 = \max(A_{S3},$

$$\rho b h, 0.5 A_{S1}') = \max(3168, 0.0015 \times 6000 \times 1800, 0.5 \times 25035) = 16200 \text{mm}^2$$

承台顶长向实际配筋:  $A_{S3}' = 25035 \text{mm}^2 \geq A_3 = 16200 \text{mm}^2$

满足要求!

(4)、承台顶面短向配筋面积

$$\alpha_{S2} = M'_x / (\alpha_2 f_c l h_0^2) = 1975.521 \times 10^6 / (1 \times 16.7 \times 6000 \times 1738^2) = 0.007$$

$$\zeta_2 = 1 - (1 - 2\alpha_{S2})^{0.5} = 1 - (1 - 2 \times 0.007)^{0.5} = 0.007$$

$$\gamma_{S2} = 1 - \zeta_2 / 2 = 1 - 0.007 / 2 = 0.997$$

$$A_{S4} = M'_x / (\gamma_{S2} h_0 f_{y1}) = 1975.521 \times 10^6 / (0.997 \times 1738 \times 360) = 3168 \text{mm}^2$$

最小配筋率:  $\rho = 0.15\%$

承台顶需要配筋:  $A_4 = \max(A_{S4}, \rho l h, 0.5 A_{S2}') = \max(3168, 0.0015 \times 6000 \times 1800, 0.5$

$$\times 25035) = 16200 \text{mm}^2$$

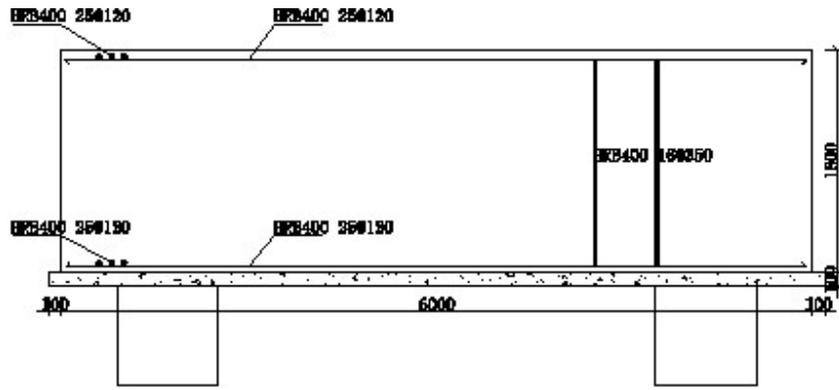
承台顶面短向配筋:  $A_{S4}' = 25035 \text{mm}^2 \geq A_4 = 16200 \text{mm}^2$

满足要求!

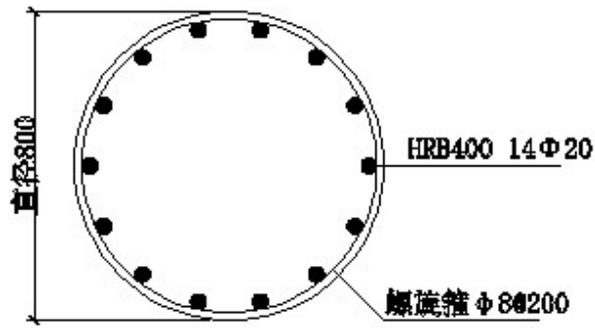
(5)、承台竖向连接筋配筋面积

承台竖向连接筋为双向HRB400 16@350。

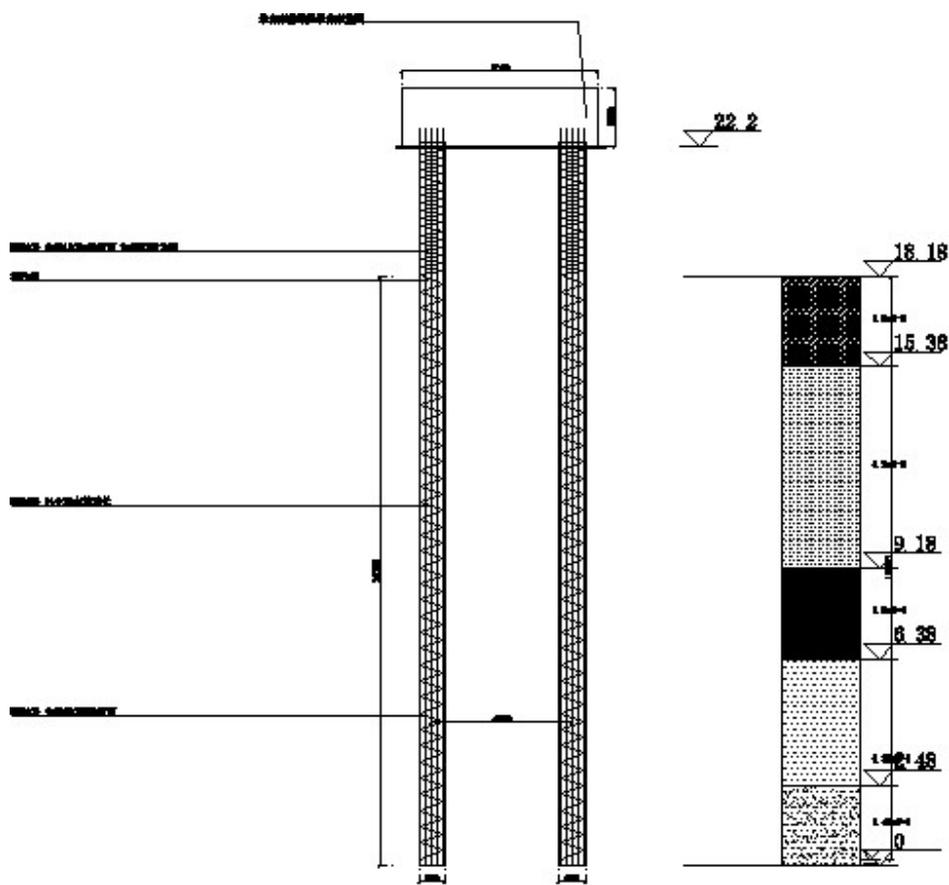
## 六、配筋示意图



承台配筋图



桩配筋图



基础立面图

# 8# 矩形板式桩基础计算 (T7535)

计算依据:

- 1、《塔式起重机混凝土基础工程技术标准》JGJ/T187-2019
- 2、《混凝土结构设计规范》GB50010-2010
- 3、《建筑桩基技术规范》JGJ94-2008
- 4、《建筑地基基础设计规范》GB50007-2011

## 一、塔机属性

塔机型号	T7535-20虎霸
塔机独立状态的最大起吊高度 $H_0$ (m)	60
塔机独立状态的计算高度 $H$ (m)	65
塔身桁架结构	方钢管
塔身桁架结构宽度 $B$ (m)	2

## 二、塔机荷载

### 1、塔机传递至基础荷载标准值

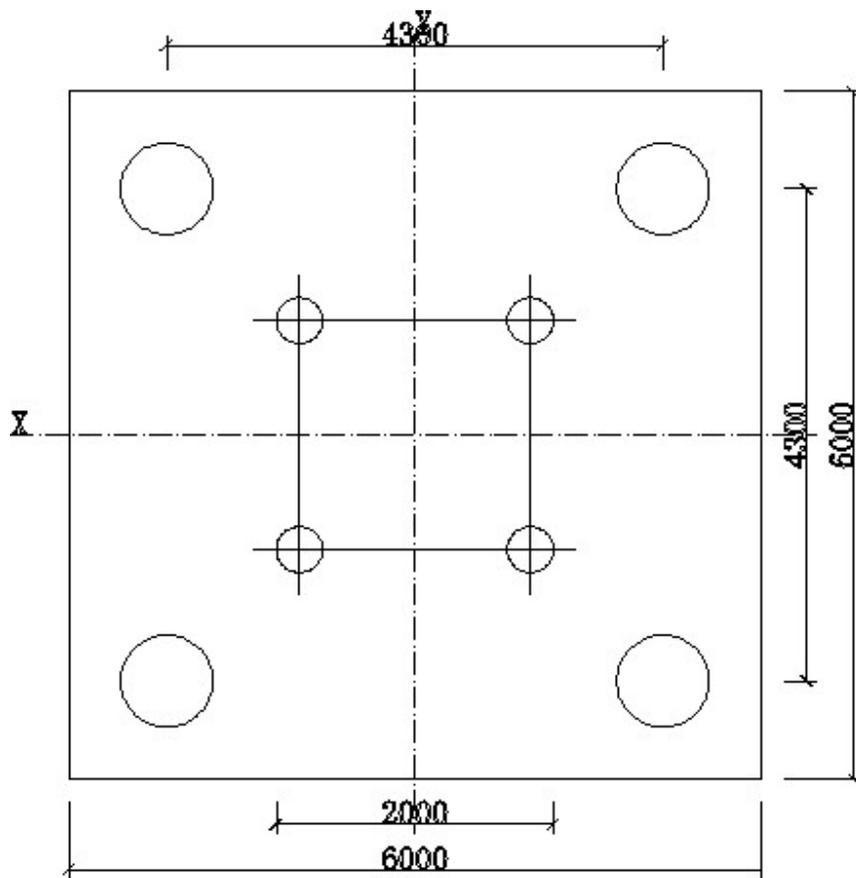
工作状态	
塔机自重标准值 $F_{k1}$ (kN)	1280
起重荷载标准值 $F_{qk}$ (kN)	41
竖向荷载标准值 $F_k$ (kN)	1321
水平荷载标准值 $F_{vk}$ (kN)	67
倾覆力矩标准值 $M_k$ (kN·m)	4927
非工作状态	
竖向荷载标准值 $F_k'$ (kN)	1280
水平荷载标准值 $F_{vk}'$ (kN)	173
倾覆力矩标准值 $M_k'$ (kN·m)	5815

### 2、塔机传递至基础荷载设计值

工作状态	
塔机自重设计值 $F_1$ (kN)	$1.35F_{k1} = 1.35 \times 1280 = 1728$
起重荷载设计值 $F_Q$ (kN)	$1.35F_{qk} = 1.35 \times 41 = 55.35$
竖向荷载设计值 $F$ (kN)	$1728 + 55.35 = 1783.35$
水平荷载设计值 $F_v$ (kN)	$1.35F_{vk} = 1.35 \times 67 = 90.45$
倾覆力矩设计值 $M$ (kN·m)	$1.35M_k = 1.35 \times 4927 = 6651.45$
非工作状态	
竖向荷载设计值 $F'$ (kN)	$1.35F_k' = 1.35 \times 1280 = 1728$
水平荷载设计值 $F_v'$ (kN)	$1.35F_{vk}' = 1.35 \times 173 = 233.55$
倾覆力矩设计值 $M'$ (kN·m)	$1.35M_k' = 1.35 \times 5815 = 7850.25$

### 三、桩顶作用效应计算

承台布置			
桩数 $n$	4	承台高度 $h$ (m)	1.8
承台长 $l$ (m)	6	承台宽 $b$ (m)	6
承台长向桩心距 $a_l$ (m)	4.3	承台宽向桩心距 $a_b$ (m)	4.3
承台参数			
承台混凝土等级	C35	承台混凝土自重 $\gamma_C$ (kN/m <sup>3</sup> )	25
承台上部覆土厚度 $h'$ (m)	0	承台上部覆土的重度 $\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	19
承台混凝土保护层厚度 $\delta$ (mm)	50	配置暗梁	否
承台底标高 $d_1$ (m)	22.2		



基础布置图

承台及其上土的自重荷载标准值:

$$G_k = bl(h\gamma_c + h'\gamma') = 6 \times 6 \times (1.8 \times 25 + 0 \times 19) = 1620 \text{ kN}$$

承台及其上土的自重荷载设计值:  $G = 1.35G_k = 1.35 \times 1620 = 2187 \text{ kN}$

$$\text{桩对角线距离: } L = (a_b^2 + a_l^2)^{0.5} = (4.3^2 + 4.3^2)^{0.5} = 6.081 \text{ m}$$

### 1、荷载效应标准组合

轴心竖向力作用下:  $Q_k = (F_k' + G_k) / n = (1280 + 1620) / 4 = 725 \text{ kN}$

荷载效应标准组合偏心竖向力作用下:

$$Q_{k\max} = (F_k' + G_k) / n + (M_k' + F_{V_k}' h) / L \\ = (1280 + 1620) / 4 + (5815 + 173 \times 1.8) / 6.081 = 1732.446 \text{ kN}$$

$$Q_{k\min} = (F_k' + G_k) / n - (M_k' + F_{V_k}' h) / L \\ = (1280 + 1620) / 4 - (5815 + 173 \times 1.8) / 6.081 = -282.446 \text{ kN}$$

### 2、荷载效应基本组合

荷载效应基本组合偏心竖向力作用下:

$$Q_{\max}=(F'+G)/n+(M'+F_v'h)/L$$

$$=(1728+2187)/4+(7850.25+233.55\times 1.8)/6.081=2338.802\text{kN}$$

$$Q_{\min}=(F'+G)/n-(M'+F_v'h)/L$$

$$=(1728+2187)/4-(7850.25+233.55\times 1.8)/6.081=-381.302\text{kN}$$

#### 四、桩承载力验算

桩参数					
桩类型	灌注桩		桩直径d(mm)	800	
桩混凝土强度等级	C30		桩基成桩工艺系数 $\psi_C$	0.75	
桩混凝土自重 $\gamma_z(\text{kN/m}^3)$	25		桩混凝土保护层厚度 $\delta(\text{mm})$	50	
桩底标高d2(m)	4				
桩有效长度 $l_1(\text{m})$	18.2				
桩配筋					
桩身普通钢筋配筋	HRB400 14 $\Phi$ 20				
自定义桩身承载力设计值	否				
桩身普通钢筋配筋	HRB400 14 $\Phi$ 20				
桩裂缝计算					
钢筋弹性模量 $E_s(\text{N/mm}^2)$	200000		普通钢筋相对粘结特性系数 $\nu$	1	
最大裂缝宽度 $\omega_{\text{lim}}(\text{mm})$	0.2		裂缝控制等级	三级	
地基属性					
地下水位至地表的距离hz(m)	18		自然地面标高d(m)	23.39	
是否考虑承台效应	否				
土名称	土层厚度 $l_i(\text{m})$	侧阻力特征值 $q_{sia}(\text{kPa})$	端阻力特征值 $q_{pa}(\text{kPa})$	抗拔系数	承载力特征值 $f_{ak}(\text{kPa})$
1素填土	2	0	0	0.6	-
2-1粉质黏土	7.5	25	0	0.6	-
5-2强风化岩	7.5	50	1200	0.6	-

5-3强风化岩	26.9	60	1500	0.6	-
---------	------	----	------	-----	---

### 1、桩基竖向抗压承载力计算

$$\text{桩身周长: } u = \pi d = 3.14 \times 0.8 = 2.513\text{m}$$

$$\text{桩端面积: } A_p = \pi d^2 / 4 = 3.14 \times 0.8^2 / 4 = 0.503\text{m}^2$$

$$R_a = \psi u \sum q_{sia} \cdot l_i + q_{pa} \cdot A_p \\ = 0.8 \times 2.513 \times (7.5 \times 25 + 7.5 \times 50 + 2.39 \times 60) + 1500 \times 0.503 = 2173.796\text{kN}$$

$$Q_k = 725\text{kN} \leq R_a = 2173.796\text{kN}$$

$$Q_{kmax} = 1732.446\text{kN} \leq 1.2R_a = 1.2 \times 2173.796 = 2608.555\text{kN}$$

满足要求!

### 2、桩基竖向抗拔承载力计算

$$Q_{kmin} = -282.446\text{kN} < 0$$

按荷载效应标准组合计算的桩基拔力:  $Q_k' = 282.446\text{kN}$

桩身位于地下水位以下时, 位于地下水位以下的桩自重按桩的浮重度计算,

桩身的重力标准值:

$$G_p = ((d_1 - d + h_z) \gamma_z + (l_t - (d_1 - d + h_z)) (\gamma_z - 10)) A_p = ((22.2 - 23.39 + 18) \times 25 + (18.2 - (22.2 - 23.39 + 18)) \times (25 - 10)) \times 0.503 = 221.873\text{kN}$$

$$R_a' = \psi u \sum \lambda_i q_{sia} l_i + G_p = 0.8 \times 2.513 \times (0.6 \times 7.5 \times 25 + 0.6 \times 7.5 \times 50 + 0.6 \times 2.39 \times 60) + 221.873 = 1073.451\text{kN}$$

$$Q_k' = 282.446\text{kN} \leq R_a' = 1073.451\text{kN}$$

满足要求!

### 3、桩身承载力计算

$$\text{纵向普通钢筋截面面积: } A_s = n \pi d^2 / 4 = 14 \times 3.142 \times 20^2 / 4 = 4398\text{mm}^2$$

(1)、轴心受压桩桩身承载力

荷载效应基本组合下的桩顶轴向压力设计值:  $Q = Q_{max} = 2338.802\text{kN}$

$$\psi_c f_c A_p + 0.9 f_y' A_s' = (0.75 \times 14.3 \times 0.503 \times 10^6 + 0.9 \times (360 \times 4398.23)) \times 10^{-3} = 6819.701\text{kN}$$

$$Q = 2338.802\text{kN} \leq \psi_c f_c A_p + 0.9 f_y' A_s' = 6819.701\text{kN}$$

满足要求!

## (2)、轴心受拔桩桩身承载力

荷载效应基本组合下的桩顶轴向拉力设计值： $Q'=-Q_{\min}=381.302\text{kN}$

$$f_y A_s = (360 \times 4398.23) \times 10^{-3} = 1583.363\text{kN}$$

$$Q' = 381.302\text{kN} \leq f_y A_s = 1583.363\text{kN}$$

满足要求!

## 4、桩身构造配筋计算

$$A_s/A_p \times 100\% = (4398.23 / (0.503 \times 10^6)) \times 100\% = 0.874\% \geq 0.65\%$$

满足要求!

## 5、裂缝控制计算

裂缝控制按三级裂缝控制等级计算。

### (1)、纵向受拉钢筋配筋率

$$\text{有效受拉混凝土截面面积: } A_{te} = d^2 \pi / 4 = 800^2 \pi / 4 = 502655\text{mm}^2$$

$$A_s/A_{te} = 4398.23 / 502655 = 0.009 < 0.01$$

$$\text{取 } \rho_{te} = 0.01$$

### (2)、纵向钢筋等效应力

$$\sigma_{sk} = Q_k' / A_s = 282.446 \times 10^3 / 4398.23 = 64.218\text{N/mm}^2$$

### (3)、裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数

$$\psi = 1.1 - 0.65 f_{tk} / (\rho_{te} \sigma_{sk}) = 1.1 - 0.65 \times 2.01 / (0.01 \times 64.218) = -0.934$$

$$\text{取 } \psi = 0.2$$

### (4)、受拉区纵向钢筋的等效直径

$$d_{ep} = \sum n_i d_i^2 / \sum n_i v_i d_i = (14 \times 20^2) / (14 \times 1 \times 20) = 20\text{mm}$$

### (5)、最大裂缝宽度

$$\omega_{\max} = \alpha_{cr} \psi \sigma_{sk} (1.9c + 0.08d_{ep}/\rho_{te}) / E_s = 2.7 \times 0.2 \times 64.218 \times (1.9 \times 50 + 0.08 \times 20 / 0.01) / 200000 = 0.04$$

$$4\text{mm} \leq \omega_{\lim} = 0.2\text{mm}$$

满足要求!

## 五、承台计算

承台配筋			
承台底部长向配筋	HRB400 Φ25@120	承台底部短向配筋	HRB400 Φ25@120
承台顶部长向配筋	HRB400 Φ25@120	承台顶部短向配筋	HRB400 Φ25@120
承台竖向连接筋	HRB400 Φ16@350		

## 1、荷载计算

承台计算不计承台及上土自重:

$$F_{\max}=F/n+M/L$$

$$=1728/4+7850.25/6.081=1722.922\text{kN}$$

$$F_{\min}=F/n-M/L$$

$$=1728/4-7850.25/6.081=-858.922\text{kN}$$

承台底部所受最大弯矩:

$$M_x=2F_{\max}(a_b-B)/2=2\times 1722.922\times(4.3-2)/2=3962.721\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_y=2F_{\max}(a_l-B)/2=2\times 1722.922\times(4.3-2)/2=3962.721\text{kN}\cdot\text{m}$$

承台顶部所受最大弯矩:

$$M'_x=2F_{\min}(a_b-B)/2=2\times(-858.922)\times(4.3-2)/2=-1975.521\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M'_y=2F_{\min}(a_l-B)/2=2\times(-858.922)\times(4.3-2)/2=-1975.521\text{kN}\cdot\text{m}$$

计算底部配筋时: 承台有效高度:  $h_0=1800-50-25/2=1738\text{mm}$

计算顶部配筋时: 承台有效高度:  $h_0=1800-50-25/2=1738\text{mm}$

## 2、受剪切计算

$$V=2(F/n+M/L)=2\times(1728/4 + 7850.25/6.081)=3445.844\text{kN}$$

受剪切承载力截面高度影响系数:  $\beta_{hs}=(800/1738)^{1/4}=0.824$

塔吊边缘至角桩内边缘的水平距离:  $a_{1b}=(a_b-B-d)/2=(4.3-2-0.8)/2=0.75\text{m}$

$$a_{1l}=(a_l-B-d)/2=(4.3-2-0.8)/2=0.75\text{m}$$

剪跨比:  $\lambda_b'=a_{1b}/h_0=750/1738=0.432$ , 取 $\lambda_b=0.432$ ;

$$\lambda_l'=a_{1l}/h_0=750/1738=0.432, \text{取}\lambda_l=0.432;$$

承台剪切系数:  $\alpha_b=1.75/(\lambda_b+1)=1.75/(0.432+1)=1.222$

$$\alpha_l=1.75/(\lambda_l+1)=1.75/(0.432+1)=1.222$$

$$\beta_{hs}\alpha_b f_t b h_0=0.824\times 1.222\times 1.57\times 10^3\times 6\times 1.738=16485.35\text{kN}$$

$$\beta_{hs}\alpha_1f_tlh_0=0.824\times 1.222\times 1.57\times 10^3\times 6\times 1.738=16485.35\text{kN}$$

$$V=3445.844\text{kN}\leq\min(\beta_{hs}\alpha_bf_tbh_0, \beta_{hs}\alpha_1f_tlh_0)=16485.35\text{kN}$$

满足要求!

### 3、受冲切计算

$$\text{塔吊对承台底的冲切范围: } B+2h_0=2+2\times 1.738=5.476\text{m}$$

$$a_b-d=4.3-0.8=3.5\text{m}\leq B+2h_0=5.476\text{m}, \quad a_l-d=4.3-0.8=3.5\text{m}\leq B+2h_0=5.476\text{m}$$

角桩位于冲切锥体以内, 可不进行角桩冲切的承载力验算!

### 4、承台配筋计算

(1)、承台底面长向配筋面积

$$\alpha_{S1}=M_y/(\alpha_1f_cbh_0^2)=3962.721\times 10^6/(1\times 16.7\times 6000\times 1738^2)=0.013$$

$$\zeta_1=1-(1-2\alpha_{S1})^{0.5}=1-(1-2\times 0.013)^{0.5}=0.013$$

$$\gamma_{S1}=1-\zeta_1/2=1-0.013/2=0.993$$

$$A_{S1}=M_y/(\gamma_{S1}h_0f_{y1})=3962.721\times 10^6/(0.993\times 1738\times 360)=6376\text{mm}^2$$

$$\text{最小配筋率: } \rho=0.15\%$$

$$\text{承台底需要配筋: } A_1=\max(A_{S1}, \rho bh)=\max(6376, 0.0015\times 6000\times 1800)=16200\text{mm}^2$$

$$\text{承台底长向实际配筋: } A_{S1}'=25035\text{mm}^2\geq A_1=16200\text{mm}^2$$

满足要求!

(2)、承台底面短向配筋面积

$$\alpha_{S2}=M_x/(\alpha_2f_clh_0^2)=3962.721\times 10^6/(1\times 16.7\times 6000\times 1738^2)=0.013$$

$$\zeta_2=1-(1-2\alpha_{S2})^{0.5}=1-(1-2\times 0.013)^{0.5}=0.013$$

$$\gamma_{S2}=1-\zeta_2/2=1-0.013/2=0.993$$

$$A_{S2}=M_x/(\gamma_{S2}h_0f_{y1})=3962.721\times 10^6/(0.993\times 1738\times 360)=6376\text{mm}^2$$

$$\text{最小配筋率: } \rho=0.15\%$$

$$\text{承台底需要配筋: } A_2=\max(A_{S2}, \rho lh)=\max(6376, 0.0015\times 6000\times 1800)=16200\text{mm}^2$$

$$\text{承台底短向实际配筋: } A_{S2}'=25035\text{mm}^2\geq A_2=16200\text{mm}^2$$

满足要求!

(3)、承台顶面长向配筋面积

$$\alpha_{S1}=M'_y/(\alpha_1f_cbh_0^2)=1975.521\times 10^6/(1\times 16.7\times 6000\times 1738^2)=0.007$$

$$\zeta_1 = 1 - (1 - 2\alpha_{S1})^{0.5} = 1 - (1 - 2 \times 0.007)^{0.5} = 0.007$$

$$\gamma_{S1} = 1 - \zeta_1 / 2 = 1 - 0.007 / 2 = 0.997$$

$$A_{S3} = M'_y / (\gamma_{S1} h_0 f_{y1}) = 1975.521 \times 10^6 / (0.997 \times 1738 \times 360) = 3168 \text{ mm}^2$$

最小配筋率:  $\rho = 0.15\%$

承台顶需要配筋:  $A_3 = \max(A_{S3},$

$$\rho b h, 0.5 A_{S1}') = \max(3168, 0.0015 \times 6000 \times 1800, 0.5 \times 25035) = 16200 \text{ mm}^2$$

承台顶长向实际配筋:  $A_{S3}' = 25035 \text{ mm}^2 \geq A_3 = 16200 \text{ mm}^2$

满足要求!

(4)、承台顶面短向配筋面积

$$\alpha_{S2} = M'_x / (\alpha_2 f_c l h_0^2) = 1975.521 \times 10^6 / (1 \times 16.7 \times 6000 \times 1738^2) = 0.007$$

$$\zeta_2 = 1 - (1 - 2\alpha_{S2})^{0.5} = 1 - (1 - 2 \times 0.007)^{0.5} = 0.007$$

$$\gamma_{S2} = 1 - \zeta_2 / 2 = 1 - 0.007 / 2 = 0.997$$

$$A_{S4} = M'_x / (\gamma_{S2} h_0 f_{y1}) = 1975.521 \times 10^6 / (0.997 \times 1738 \times 360) = 3168 \text{ mm}^2$$

最小配筋率:  $\rho = 0.15\%$

承台顶需要配筋:  $A_4 = \max(A_{S4}, \rho l h, 0.5 A_{S2}') = \max(3168, 0.0015 \times 6000 \times 1800, 0.5$

$$\times 25035) = 16200 \text{ mm}^2$$

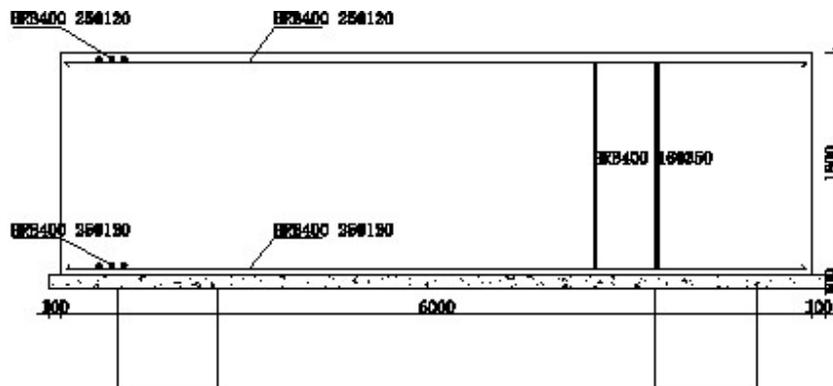
承台顶面短向配筋:  $A_{S4}' = 25035 \text{ mm}^2 \geq A_4 = 16200 \text{ mm}^2$

满足要求!

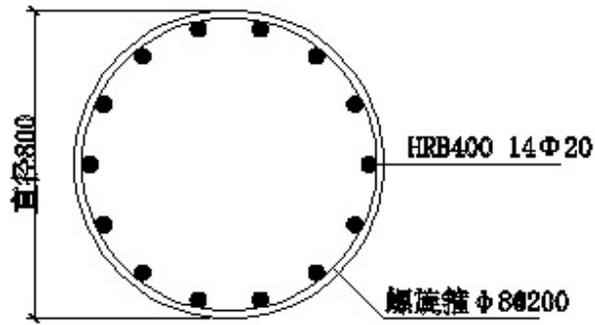
(5)、承台竖向连接筋配筋面积

承台竖向连接筋为双向HRB400 16@350。

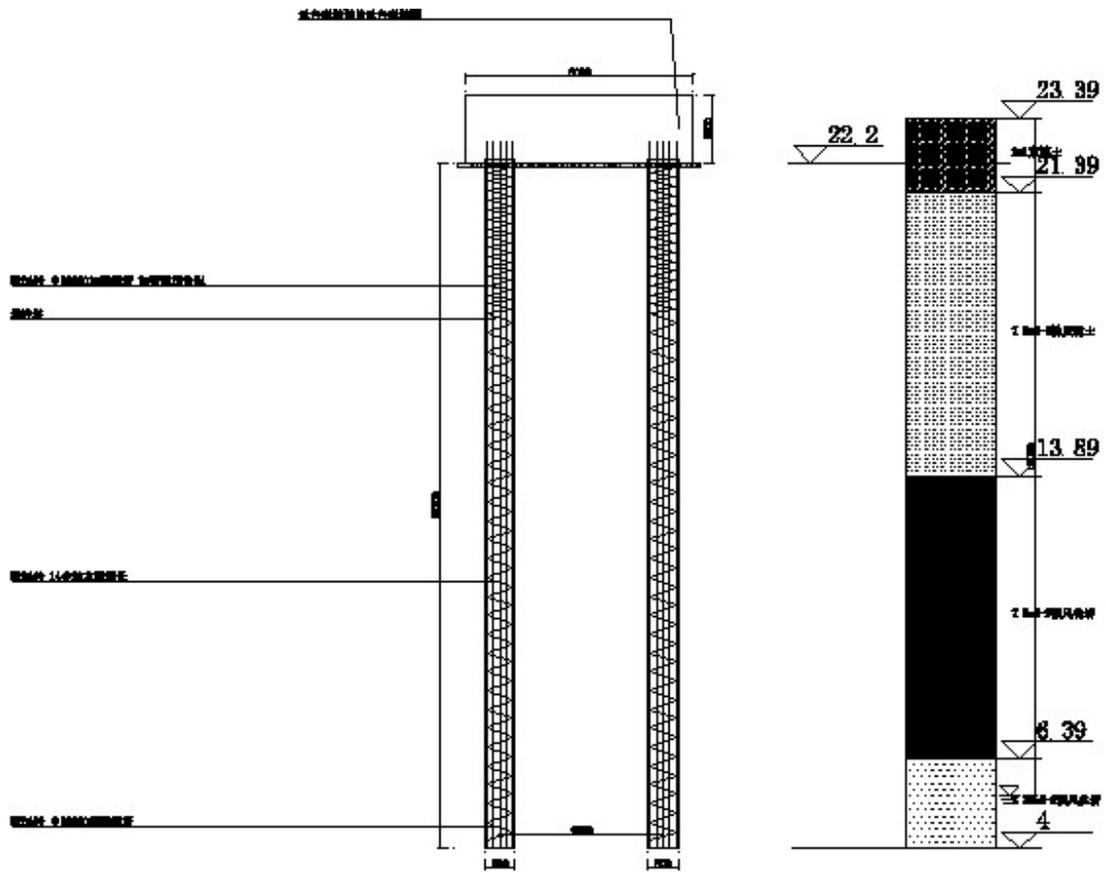
## 六、配筋示意图



承台配筋图



桩配筋图



基础立面图