

某地下室结构设计算例

1.工程概况

芜湖市弋江区**安置居民区，位于芜湖市火龙岗镇、芜马高速西侧，总占地面积 56 万平米，总建筑面积约 108 万平米。小区由 16-33 层住宅楼、公建设施以及地下车库组成，其中地下车库为框架一层，埋深约 5m，采用天然地基或桩基础。本算例即对该地下车库进行设计与计算。

2.地质条件

本工程拟建场地大部分为农田，局部为山坡，场地内分布有较大的明塘。农田场地较平坦，勘探点孔口标高采用黄海高层，场地标高一般在 5.30-21.59m 之间。

拟建场地属河流相冲积、洪积形成的一级阶地地貌单元。

场地勘察深度范围内的土层分为 8 层，各层的土性特征及其分布自上而下分述如下：

第 层耕填土：灰黄色，松散，稍湿-湿，主要成分为农田耕土，含有机质，并含有植物根茎等，高压缩性。厚度一般为 0.4-2.6m。

第 层粉质粘土：灰褐色-黄色，可塑-硬塑状态。含灰白色高岭土和铁锰结核，局部高岭土含量较多。切面光滑，干强度中等，韧性中等，厚度一般为 1.3-14.1m，层顶标高一般为 2.9-20.9m。

第 层粉质粘土夹粉土：灰色-灰黄色，稍湿，呈可塑状态。含少量灰白色高岭土和铁锰结核，夹有薄层粉土，局部粉土含量较多。无摇振反应，无光泽反应，干强度中等，韧性中等，层厚一般为 0.6-13.0m。层顶标高一般为-2.0-7.8m。

第 层粉质粘土：褐黄色-黄色，呈硬塑状态，局部呈可塑状态，切面光滑，无摇振反应，干强度中等，韧性中等，层厚一般为 0.4-20.1m，层顶标高为 -12.36m-5.20m。

第 -1 层强风化粉砂岩：白垩纪粉砂岩，强风化，紫红色，低压缩性。岩心呈块状和碎块状，组织结构大部分破坏，矿物质明显发生变化，风化裂隙发育，裂隙间可见铁锰矿物质侵染。场地内局部分布，层厚一般为 2.2-13.6m，层顶标高一般为-14.9-（-2.37）m。

第 层强风化石灰岩：奥陶纪灰岩，浅灰色-灰白色，强风化，上部较破碎，裂隙发育。块状结构，隐晶质构造。岩心成碎块状，个别呈短柱状。层顶标高为-22.72-（-15.69）m。

第 -1 层粉质粘土：棕黄色，稍湿，主要呈硬塑状态，局部呈可塑状态。该层为石灰岩溶洞内的充填物。夹有少量碎石和石灰岩碎屑。场地内局部分布，层顶标高一般为-21.63-（-0.2）m。

第 层中风化石灰岩：奥陶纪灰岩，深灰色-灰白色，坚硬，中等风化，岩体较完整。中厚层状结构，隐晶质构造，局部裂隙发育。岩心呈柱状。本次勘探揭露厚度 6.4m，未揭穿。层顶标高一般为-26.42-（10.65）m。

地基土的物理力学性质指标如表 1 所示。

表 1. 地基土的承载力一览表

序号	土层名	静力触探指标		土工试验		按静探指标计算		建议值	
		q _c (kPa)	f _c (kPa)	f _{ak} (kPa)	E _{s1-2} (MPa)	f _{ak} (kPa)	E _{s1-2} (MPa)	f _{ak} (kPa)	E _{s1-2} (MPa)
	粉质粘土	2.087	114	240	8.0	219	9.5	220	8.5
	粉质粘土夹粉土	2.257	84.5	204	6.4	187	8.1	160	6.0
	粉质粘土	2.768	130.6	228	7.4	249	9.7	220	8.5
-1	强风化粉砂岩							300	微压缩
	强风化石灰岩							350	微压缩
-1	粉质粘土							220	8.5
	中风化石灰岩							1000	微压缩

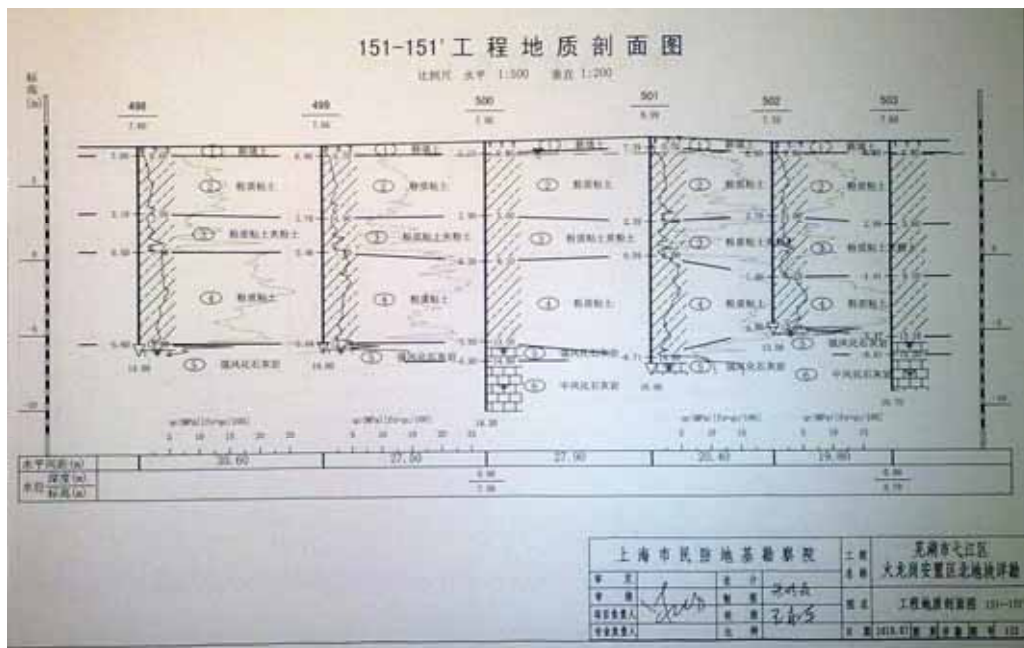
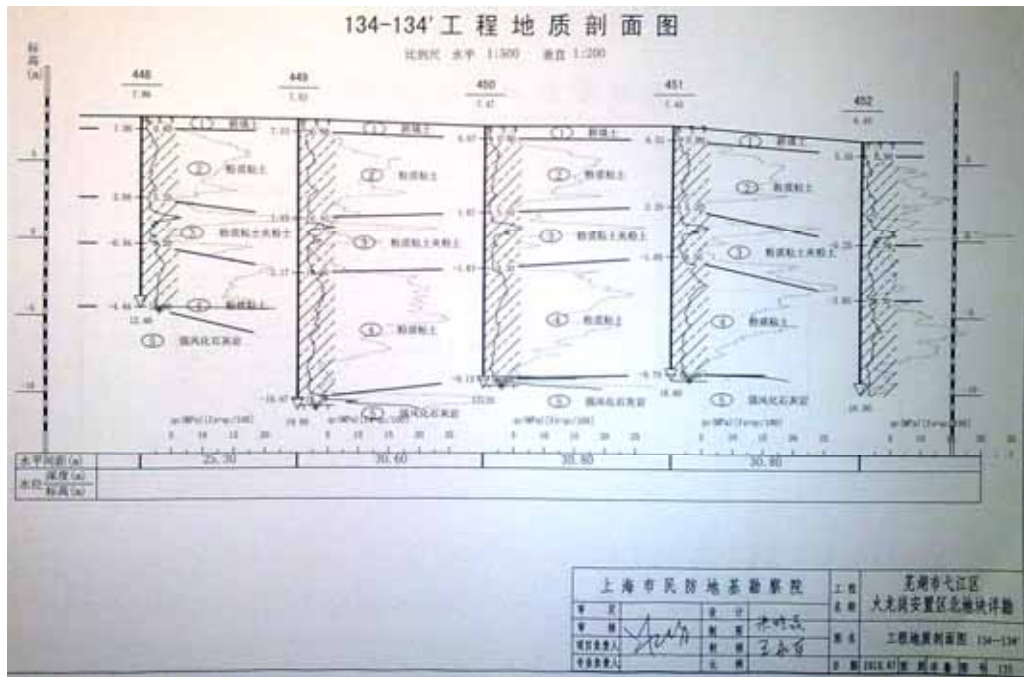
表 2. 桩基设计参数

序号	土层名	预制管桩		钻孔灌注桩/干作业桩			抗拔系数 λ
		q _{sik} (kPa)	q _{pk} (kPa)	q _{sik} (kPa)	q _{pk} (kPa)	岩石单轴抗压强度(MPa)	
	粉质粘土	85		72			0.75
	粉质粘土夹粉土	55		53			0.7
	粉质粘土	86	3200	75			0.75
-1	强风化粉砂岩	160	7000	140			
	强风化石灰岩	200	8000	160			
-1	粉质粘土	85		75			
	中风化石灰岩	280		220		17.0	

表 3. 物理力学性质指标

序号	含水率 w(%)	重度 γ (kN/m ³)	孔隙 比 e	液性指 数 I _L	塑性指 数 I _p	C (kPa)	Φ (°)	E _{s1-2} (MPa)	标贯 (N)	锥尖 q _c (MPa)	侧壁 f _s (kPa)
	26.9	19.1	0.777	0.34	13.8	57.6	13.6	8	17.8	1.969	112
	28.7	18.9	0.824	0.51	13.4	45.6	13.6	6.4	14.6	2.095	82.9
	27.4	19	0.793	0.38	13.9	55	13.4	7.4	20.8	2.547	128.1

场地中地下车库位置的典型地质剖面如下图所示。



3.设计依据

- 1. 《建筑结构可靠度设计统一标准》（GB50068-2001）
- 2. 《建筑结构荷载规范》（GB50009-2001）（2006 年版）
- 3. 《混凝土结构设计规范》（GB50010-2002）
- 4. 《建筑地基基础设计规范》（GB50007-2002）
- 5. 《建筑抗震设计规范》（GB50011-2001）（2008 年版）
- 6. 《地下工程防水技术设计规范》（GB50108-2008）
- 7. 《混凝土结构平面表示法制图规则和构造详图》（03G101-1、04G101-3）
- 8. 《芜湖市弋江区火龙岗安置示范点北地块岩土工程勘察报》（报告编号：2010-K-1-132）

4.基本设计资料

1、概况:本工程位于芜湖市弋江区火龙岗安置区北地块位于芜湖市火龙岗镇，芜马高速西侧；地下一层，地下室层高为 4.70m，功能为小型汽车停车库。地下室为框架结构，框架抗震等级为四级。

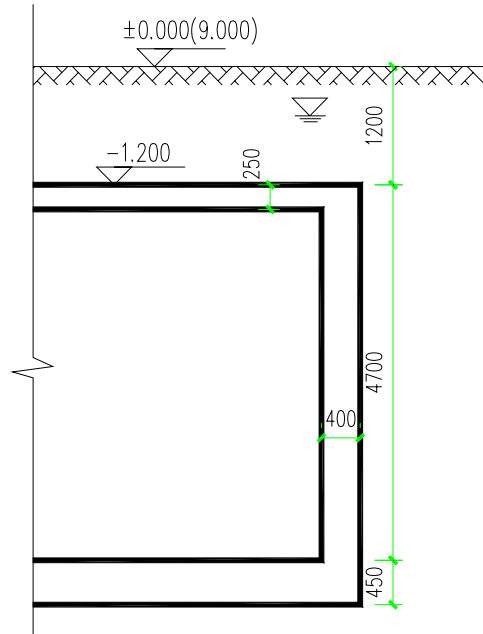
2、建筑安全等级及使用年限：本工程设计使用年限为 50 年。工程建筑抗震设防类别为丙类，结构安全等级为二级，环境类别（±0.000m 以下）为二 a 类，地下室防水等级为二级。

3、自然条件：本工程抗震设防烈度为 6 度，设计地震分组为第一组，场地类别为 Ⅲ类，特征周期值分别为 0.45S，设计地震加速度为 0.05g。本工程±0.000 相当于 1985 国家高程基准 9.000 米，抗浮设防水位按 8.50m 考虑。场地内地下水及场地地下水位以上土体对混凝土有微腐蚀性，对钢筋混凝土中的钢筋有微腐蚀性。

4、地下室平时使用均布活荷载标准值（kN/m²）:

地下室顶板（绿地）：	5.0	单层车库、汽车坡道：	5.0
走廊、楼梯、门厅：	2.0	消防通道（双向板）：	20.0
消防疏散楼梯：	3.5	消防通道（单向板）：	35.0
注：大型设备荷载按实际情况取用；其它活荷载标准值均不得大于图纸中的设计要求。 顶板覆土按容重19kN/m ³ 取值。 考虑顶板承载能力和抗浮因素，顶板覆土厚度为1.20m，顶板覆土厚度不得随意增减。			

5、地下室结构尺寸及埋深如下图所示：



5.设计 with 计算

5.1 基础设计与计算

如采用天然地基，可采用倒梁法或者文克尔地基梁计算，该部分内容已经做过课程设计，此处略。

本工程中，如采用桩基础，则可按照以下步骤进行计算。

5.1.1 桩基承载力的计算

本工程基岩埋深较浅，桩型采用嵌岩桩，桩端进入强风化层 2d，选用桩长 18m，桩径 500mm 的 PHC 高强预应力管桩，以 449#孔为例，单桩承载力极限值计算如下：

$$Q_{uk} = Q_{sk} + Q_{pk} = u \sum q_{sik} l_i + q_{pk} A_p$$

$$Q_{uk} = 3.14 \times 0.5 (5.6 \times 85 + 3.6 \times 55 + 8.3 \times 86 + 0.8 \times 200) + 3.14 \times 0.0625 \times 8000 = 4000 \text{ kN}$$

$$\text{单桩承载力特征值 } R_a = Q_{uk} / 2 = 2000 \text{ kN}$$

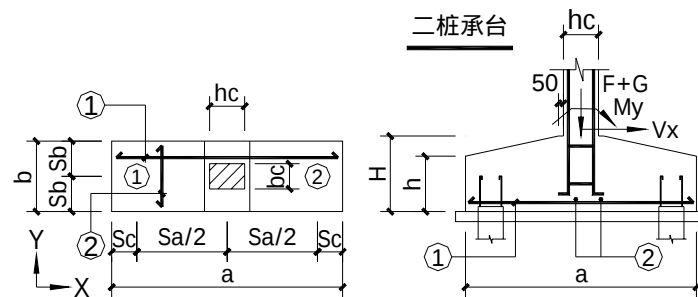
5.1.2 桩数的确定

根据上部结构荷载传至基础的 D+L 荷载，布桩。

理论上的桩数 n 应等于总荷载除以单桩承载力特征值，但实际上考虑局部荷载的需要以及桩通常布置在墙下和柱下的原则，实际总桩数常大于理论桩数。

5.1.3 承台的验算

5.1.3.1 二桩承台



基本资料:

承台类型: 二桩承台, 圆桩直径 $d = 500\text{mm}$, 桩列间距 $S_a = 1500\text{mm}$, 桩行间距 $S_b = 500\text{mm}$, 承台边缘至桩中心距离 $S_c = 500\text{mm}$;

承台根部高度 $H = 1850\text{mm}$, 承台端部高度 $h = 1850\text{mm}$;

柱子高度 $h_c = 500\text{mm}$ (X 方向), 柱子宽度 $b_c = 400\text{mm}$ (Y 方向);

单桩竖向承载力特征值 $R_a = 2000.0\text{kN}$;

桩中心最小间距为 1500mm , $3.00d$ (d - 圆桩直径或方桩边长);

混凝土强度等级为 C30, $f_c = 14.33$, $f_t = 1.43\text{N/mm}$;

钢筋强度设计值 $f_y = 300\text{N/mm}$, 纵筋合力点至近边距离 $a_s = 110\text{mm}$;

荷载的综合分项系数 $\gamma_z = 1.35$, 永久荷载的分项系数 $\gamma_G = 1.35$;

承台混凝土的容重 $\gamma_C = 25.00\text{kN/m}$, 承台上土的容重 $\gamma_s = 18.00\text{kN/m}$;

承台顶面以上土层覆土厚度 $d_s = 1000\text{mm}$;

承台上的竖向附加荷载标准值 $F'_k = 0.0\text{kN}$

设计时执行的规范:

《建筑地基基础设计规范》(GB 50007-2002), 以下简称 基础规范;

《混凝土结构设计规范》(GB 50010-2002), 以下简称 混凝土规范;

《钢筋混凝土承台设计规程》(CECS 88: 97), 以下简称 承台规程。

控制内力:

N_k --- 相应于荷载效应标准组合时, 作用于柱底的轴向力值 (kN);

F_k --- 相应于荷载效应标准组合时，作用于承台顶面的竖向力值 (kN);

$$F_k = N_k + F_k'$$

V_{kx} 、 V_{ky} ---- 相应于荷载效应标准组合时，作用于承台顶面的剪力值 (kN);

M_{kx}' 、 M_{ky}' ---相应于荷载效应标准组合时，作用于承台顶面的弯矩值 (kN·M);

M_{kx} 、 M_{ky} ----相应于荷载效应标准组合时，作用于承台底面的弯矩值 (kN·M);

$$M_{kx} = M_{kx}' - V_{ky} \cdot H_1, \quad M_{ky} = M_{ky}' + V_{kx} \cdot H_1$$

F 、 M_x 、 M_y ---相应于荷载效应基本组合时，竖向力、弯矩设计值 (kN、kN·M);

$$F = \gamma_z \cdot F_k, \quad M_x = \gamma_z \cdot M_{kx}, \quad M_y = \gamma_z \cdot M_{ky}$$

$$N_k = 3500.0; \quad M_{kx}' = 80.0; \quad M_{ky}' = 240.0; \quad V_{kx} = 90.0; \quad V_{ky} = 60.0$$

$$F_k = 3500.0; \quad M_{kx} = -31.0; \quad M_{ky} = 406.5$$

$$F = 4725.0; \quad M_x = -41.9; \quad M_y = 548.8$$

承台自重和承台上土自重标准值 G_k :

$$a = 2 \times S_c + S_a = 2 \times 500 + 1500 = 2500 \text{ mm}$$

$$b = 2 \times S_b = 2 \times 500 = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{承台底部面积 } A_b = a \times b = 2.500 \times 1.000 = 2.50 \text{ m}^2$$

$$\text{承台体积 } V_{ct} = A_b \cdot H_1 = 2.50 \times 1.850 = 4.625 \text{ m}^3$$

$$\text{承台自重标准值 } G_k'' = \gamma_c \cdot V_{ct} = 25.00 \times 4.625 = 115.6 \text{ kN}$$

$$\text{承台上土自重标准值 } G_k' = \gamma_s \cdot (A_b - b_c \cdot h_c) \cdot d_s$$

$$= 18.00 \times (2.50 - 0.400 \times 0.500) \times 1.000 = 41.4 \text{ kN}$$

$$\text{承台自重和承台上土自重标准值 } G_k = G_k'' + G_k' = 115.6 + 41.4 = 157.0 \text{ kN}$$

承台验算:

圆桩换算桩截面边宽 $b_p = 0.866 \times d = 0.866 \times 500 = 433\text{mm}$

1、承台受弯计算:

(1)、单桩桩顶竖向力计算:

在轴心竖向力作用下

$$Q_k = (F_k + G_k) / n \quad (\text{基础规范 8.5.3-1})$$

$$Q_k = (3500.0 + 157.0) / 2 = 1828.5\text{kN} \leq R_a = 2000.0\text{kN}$$

在偏心竖向力作用下

$$Q_{ik} = (F_k + G_k) / n \pm M_{xk} \cdot Y_i / \sum Y_i^2 \pm M_{yk} \cdot X_i / \sum X_i^2 \quad (\text{基础规范 8.5.3-2})$$

$$\begin{aligned} Q_{1k} &= (F_k + G_k) / n - M_{yk} \cdot X_i / \sum X_i^2 \\ &= 1828.5 - (406.5 \times 1.500 / 2) / [2 \times (1.500 / 2)^2] \\ &= 1557.5\text{kN} \leq 1.2 \times R_a = 2400.0\text{kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{2k} &= (F_k + G_k) / n - M_{yk} \cdot X_i / \sum X_i^2 \\ &= 1828.5 + (406.5 \times 1.500 / 2) / [2 \times (1.500 / 2)^2] \\ &= 2099.5\text{kN} \leq 1.2 \times R_a = 2400.0\text{kN} \end{aligned}$$

每根单桩所分配的承台自重和承台上土自重标准值 Q_{gk} :

$$Q_{gk} = G_k / n = 157.0 / 2 = 78.5\text{kN}$$

扣除承台和其上填土自重后的各桩桩顶相应于荷载效应基本组合时的竖向力设计值:

$$N_i = \gamma_z \cdot (Q_{ik} - Q_{gk})$$

$$N_1 = 1.35 \times (1557.5 - 78.5) = 1996.7\text{kN}$$

$$N_2 = 1.35 \times (2099.5 - 78.5) = 2728.4\text{kN}$$

(2)、Y 轴方向柱边的弯矩设计值: (绕 Y 轴)

$$M_{yct} = N_1 \cdot (S_a - h_c) / 2 = 2728.4 \times (1.500 - 0.500) / 2 = 1364.2\text{kN} \cdot \text{m}$$

①号筋 $A_{sx} = 2656\text{mm}$, $\zeta = 0.032$, $\rho = 0.15\%$,

$\rho_{\min} = 0.15\%$, $A_{s\min} = 2775\text{mm}$, $9\Phi 20@100$ ($A_s = 2827$)

2、承台受冲切承载力验算:

(1)、柱对承台的冲切验算:

扣除承台及其上填土自重, 作用在冲切破坏锥体上的冲切力设计值:

$$F_1 = 4725000\text{N}$$

柱对承台的冲切, 可按下列公式计算:

$$F_1 \leq 2[\beta_{ox} \cdot (b_c + a_{oy}) + \beta_{oy} \cdot (h_c + a_{ox})] \cdot \beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0 \quad (\text{基础规范 } 8.5.17-1)$$

X 方向上自柱边到最近桩边的水平距离:

$$a_{ox} = 750 - h_c/2 - b_p/2 = 750 - 500/2 - 433/2 = 283\text{mm}$$

$$\lambda_{ox} = a_{ox} / h_0 = 283 / (1850 - 110) = 0.163$$

当 $\lambda_{ox} < 0.2$ 时, 取 $\lambda_{ox} = 0.2$, $a_{ox} = 0.2h_0 = 0.2 \times 1740 = 348\text{mm}$

X 方向上冲切系数 $\beta_{ox} = 0.84 / (\lambda_{ox} + 0.2)$ (基础规范 8.5.17-3)

$$\beta_{ox} = 0.84 / (0.200 + 0.2) = 2.100$$

$$a_{oy} = \text{Min}\{S_b - b_c/2, H_0\} = \text{Min}\{300, 1740\} = 300\text{mm}$$

$$2\beta_{ox} \cdot (b_c + a_{oy}) \cdot \beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0 = 2 \times 2.100 \times (400 + 300) \times 0.913 \times 1.43 \times 1740$$

$$= 6688713\text{N} \geq F_1 = 4725000\text{N}, \text{ 满足要求。}$$

(2)、角桩对承台的冲切验算:

扣除承台和其上填土自重后的角桩桩顶相应于荷载效应基本组合时的竖向力设计值:

$$N_1 = N_{\max} = 2728350\text{N}$$

承台受角桩冲切的承载力可由基础规范 8.5.17-1 式推导出按下列公式:

$$N_1 \leq \beta_{1x} \cdot (b_p + a_{1y}) \cdot \beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0$$

X 方向上自桩内边缘到最近柱边的水平距离:

$$a_{1x} = 750 - h_c/2 - b_p/2 = 750 - 500/2 - 433/2 = 283\text{mm}$$

$$\lambda_{1x} = a_{1x} / h_0 = 283 / (1850 - 110) = 0.163$$

当 $\lambda_{1x} < 0.2$ 时, 取 $\lambda_{1x} = 0.2$, $a_{1x} = 0.2 h_0 = 0.2 \times 1740 = 348\text{mm}$

X 方向上冲切系数 $\beta_{1x} = 0.84 / (\lambda_{1x} + 0.2)$ (基础规范 8.5.17-3)

$$\beta_{1x} = 0.84 / (0.200 + 0.2) = 2.100$$

$$a_{1y} = \text{Min}\{S_b - b_p / 2, h_0\} = \text{Min}\{283, 1740\} = 283\text{mm}$$

$$\begin{aligned} \beta_{1x} \cdot (b_p + a_{1y}) \cdot \beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0 &= 2.100 \times (433 + 283) \times 0.913 \times 1.43 \times 1740 \\ &= 3423218\text{N} \geq N_1 = 2728350\text{N}, \text{ 满足要求。} \end{aligned}$$

3、承台斜截面受剪承载力计算:

(1)、Y 方向斜截面受剪承载力计算:

扣除承台及其上填土自重后 Y 方向斜截面的最大剪力设计值:

$$V_y = \text{Max}\{N_1, N_2\} = 2728350\text{N}$$

承台斜截面受剪承载力按下列公式计算:

$$V_y \leq \beta_{hs} \cdot \beta_x \cdot f_t \cdot b_{yo} \cdot h_0 \quad (\text{基础规范 8.5.18-1})$$

Y 方向上自桩内边缘到最近柱边的水平距离:

$$a_x = 750 - h_c / 2 - b_p / 2 = 750 - 500 / 2 - 433 / 2 = 283\text{mm}$$

$$\lambda_x = a_x / h_0 = 283 / (1850 - 110) = 0.163$$

当 $\lambda_x < 0.3$ 时, 取 $\lambda_x = 0.3$

$$\beta_x = 1.75 / (\lambda_x + 1.0) = 1.75 / (0.300 + 1.0) = 1.346$$

$$\beta_{hs} \cdot \beta_x \cdot f_t \cdot b_{yo} \cdot h_0 = 0.82 \times 1.346 \times 1.43 \times 1000 \times 1740 = 2763708\text{N}$$

$$\geq V_y = 2728350\text{N}, \text{ 满足要求。}$$

4、柱下局部受压承载力计算:

局部荷载设计值 $F = 4725000\text{N}$

混凝土局部受压面积 $A_l = b_c \times h_c = 200000\text{mm}^2$

承台在柱下局部受压时的计算底面积按下列公式计算:

$$A_b = (b_x + 2c) \cdot (b_y + 2c)$$

$$c = \min\{C_x, C_y, b_x, b_y\} = \min\{1000, 300, 500, 400\} = 300\text{mm}$$

$$A_b = (500 + 2 \times 300) \times (400 + 2 \times 300) = 1100000\text{mm}^2$$

$$\beta_l = \text{Sqr}(A_b / A_l) = \text{Sqr}(1100000 / 200000) = 2.345$$

$$\omega \cdot \beta_l \cdot f_{cc} \cdot A_l = 1.0 \times 2.345 \times 0.85 \times 14.33 \times 200000 = 5713730\text{N}$$

$\geq F = 4725000\text{N}$ ，满足要求。

5、桩局部受压承载力计算：

$$\text{局部荷载设计值 } F = N_{\max} + \gamma_g \cdot Q_{gk} = 2728.4 + 1.35 \times 78.5 = 2834.3\text{kN}$$

$$\text{混凝土局部受压面积 } A_l = \pi \cdot d^2 / 4 = 196350\text{mm}^2$$

承台在角桩局部受压时的计算底面积按下列公式计算：

$$A_b = (b_x + 2c) \cdot (b_y + 2c)$$

$$\text{圆桩 } b_x = b_y = \text{Sqr}(A_l) = 443\text{mm}$$

$$c = \min\{C_x, C_y, b_x, b_y\} = \min\{250, 250, 443, 443\} = 250\text{mm}$$

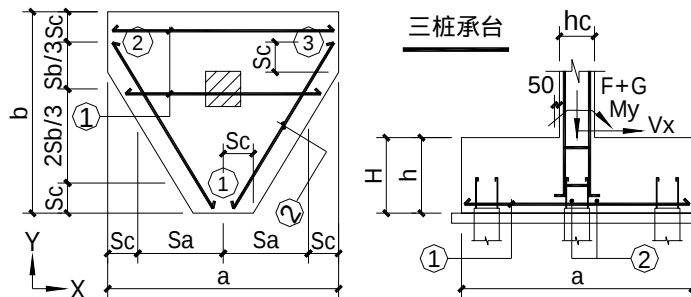
$$A_b = (443 + 2 \times 250) \times (443 + 2 \times 250) = 889463\text{mm}^2$$

$$\beta_l = \text{Sqr}(A_b / A_l) = \text{Sqr}(889463 / 196350) = 2.128$$

$$\omega \cdot \beta_l \cdot f_{cc} \cdot A_l = 1.0 \times 2.128 \times 0.85 \times 14.33 \times 196350 = 5090815\text{N}$$

$\geq F = 2834342\text{N}$ ，满足要求。

5.1.3.2 三桩承台



承台类型：三桩承台，圆桩直径 $d = 500\text{mm}$ ，桩列间距 $S_a = 750\text{mm}$ ，桩行间

距 $S_b = 1320\text{mm}$, 承台边缘至桩中心距离 $S_c = 500\text{mm}$;

承台根部高度 $H = 1250\text{mm}$, 承台端部高度 $h = 1250\text{mm}$;

柱子高度 $h_c = 500\text{mm}$ (X 方向), 柱子宽度 $b_c = 500\text{mm}$ (Y 方向)

单桩竖向承载力特征值 $R_a = 2000.0\text{kN}$

桩中心最小间距为 1500mm , $3.00d$ (d - 圆桩直径或方桩边长)

混凝土强度等级为 C30, $f_c = 14.33$, $f_t = 1.43\text{N/mm}^2$

钢筋强度设计值 $f_y = 300\text{N/mm}$, 纵筋合力点至近边距离 $a_s = 110\text{mm}$

荷载的综合分项系数 $\gamma_z = 1.35$, 永久荷载的分项系数 $\gamma_G = 1.35$

承台混凝土的容重 $\gamma_C = 25.00\text{kN/m}$, 承台上土的容重 $\gamma_s = 18.00\text{kN/m}^3$

承台顶面以上土层覆土厚度 $d_s = 1000\text{mm}$

承台上的竖向附加荷载标准值 $F'_k = 0.0\text{kN}$

设计时执行的规范:

《建筑地基基础设计规范》(GB 50007 - 2002) 以下简称 基础规范

《混凝土结构设计规范》(GB 50010 - 2002) 以下简称 混凝土规范

《钢筋混凝土承台设计规程》(CECS 88: 97) 以下简称 承台规程

控制内力:

N_k --- 相应于荷载效应标准组合时, 作用于柱底的轴向力值 (kN);

F_k --- 相应于荷载效应标准组合时, 作用于承台顶面的竖向力值 (kN);

$$F_k = N_k + F'_k$$

V_{kx} 、 V_{ky} ---- 相应于荷载效应标准组合时, 作用于承台顶面的剪力值 (kN);

M'_{kx} 、 M'_{ky} --- 相应于荷载效应标准组合时, 作用于承台顶面的弯矩值 (kN · m);

M_{kx} 、 M_{ky} ---- 相应于荷载效应标准组合时, 作用于承台底面的弯矩值 (kN · m);

$$M_{kx} = M'_{kx} - V_{ky} \cdot H_1, \quad M_{ky} = M'_{ky} + V_{kx} \cdot H_1$$

F 、 M_x 、 M_y ---相应于荷载效应基本组合时，竖向力、弯矩设计值（kN、kN·m）；

$$F = \gamma_z \cdot F_k, \quad M_x = \gamma_z \cdot M_{kx}, \quad M_y = \gamma_z \cdot M_{ky}$$

$$N_k = 5500.0; \quad M'_{kx} = 75.0; \quad M'_{ky} = 210.0; \quad V_{kx} = 80.0; \quad V_{ky} = 55.0$$

$$F_k = 5500.0; \quad M_{kx} = 6.3; \quad M_{ky} = 310.0$$

$$F = 7425.0; \quad M_x = 8.4; \quad M_y = 418.5$$

承台自重和承台上土自重标准值 G_k :

$$a = 2 \times (S_c + S_a) = 2 \times (500 + 750) = 2500 \text{mm}$$

$$b = 2 \times S_c + S_b = 2 \times 500 + 1320 = 2320 \text{mm}$$

$$\begin{aligned} \text{承台底部面积 } A_b &= a \times b - 2 \times S_a \times S_b / 2 = 2.500 \times 2.320 - 2 \times 0.750 \times 1.320 / 2 \\ &= 4.81 \text{m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{承台体积 } V_{ct} = A_b \cdot H_1 = 4.81 \times 1.250 = 6.013 \text{m}^3$$

$$\text{承台自重标准值 } G_k'' = \gamma_c \cdot V_{ct} = 25.00 \times 6.013 = 150.3 \text{kN}$$

$$\begin{aligned} \text{承台上土自重标准值 } G_k' &= \gamma_s \cdot (A_b - b_c \cdot h_c) \cdot d_s \\ &= 18.00 \times (4.81 - 0.500 \times 0.500) \times 1.000 = 82.1 \text{kN} \end{aligned}$$

$$\text{承台自重和承台上土自重标准值 } G_k = G_k'' + G_k' = 150.3 + 82.1 = 232.4 \text{kN}$$

承台验算:

$$\text{圆桩换算桩截面边宽 } b_p = 0.866 \times d = 0.866 \times 500 = 433 \text{mm}$$

1、承台受弯计算:

(1)、单桩桩顶竖向力计算:

在轴心竖向力作用下

$$Q_k = (F_k + G_k) / n \quad (\text{基础规范 8.5.3-1})$$

$$Q_k = (5500.0 + 232.4) / 3 = 1910.8 \text{ kN} \leq R_a = 2000.0 \text{ kN}$$

在偏心竖向力作用下

$$Q_{1k} = (F_k + G_k) / n \pm M_{xk} \cdot Y_i / \sum Y_i^2 \pm M_{yk} \cdot X_i / \sum X_i^2 \quad (\text{基础规范 8.5.3-2})$$

$$\begin{aligned} Q_{1k} &= (F_k + G_k) / n + M_{xk} \cdot Y_i / \sum Y_i^2 \\ &= 1910.8 + (6.3 \times 2 \times 1.320 / 3) / [(2 \times 1.320 / 3)^2 + 2 \times (1.320 / 3)^2] \\ &= 1915.5 \text{ kN} \leq 1.2 \times R_a = 2400.0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{2k} &= (F_k + G_k) / n - M_{xk} \cdot X_i / \sum Y_i^2 - M_{yk} \cdot X_i / \sum X_i^2 \\ &= 1910.8 - (6.3 \times 1.320 / 3) / [(2 \times 1.320 / 3)^2 + 2 \times (1.320 / 3)^2] \\ &\quad - (310.0 \times 0.750) / (2 \times 0.750^2) \\ &= 1701.8 \text{ kN} \leq 1.2 \times R_a = 2400.0 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} Q_{3k} &= (F_k + G_k) / n - M_{xk} \cdot Y_i / \sum Y_i^2 + M_{yk} \cdot X_i / \sum X_i^2 \\ &= 1910.8 - (6.3 \times 1.320 / 3) / [(2 \times 1.320 / 3)^2 + 2 \times (1.320 / 3)^2] \\ &\quad + (310.0 \times 0.750) / (2 \times 0.750^2) \\ &= 2115.1 \text{ kN} \leq 1.2 \times R_a = 2400.0 \text{ kN} \end{aligned}$$

每根单桩所分配的承台自重和承台上土自重标准值 Q_{gk} :

$$Q_{gk} = G_k / n = 232.4 / 3 = 77.5 \text{ kN}$$

扣除承台和其上填土自重后的各桩桩顶相应于荷载效应基本组合时的竖向力设计值:

$$N_i = \gamma_z \cdot (Q_{ik} - Q_{gk})$$

$$N_1 = 1.35 \times (1915.5 - 77.5) = 2481.4 \text{ kN}$$

$$N_2 = 1.35 \times (1701.8 - 77.5) = 2192.8 \text{ kN}$$

$$N_3 = 1.35 \times (2115.1 - 77.5) = 2750.8 \text{ kN}$$

(2)、承台形心到承台两腰的距离范围内板带的弯矩设计值:

$$S = (S_a^2 + S_b^2)^{0.5} = (0.750^2 + 1.320^2)^{0.5} = 1.518 \text{ m}$$

$$\alpha_s = 2 \cdot S_a = 2 \times 0.750 = 1.500\text{m}$$

$$\alpha = \alpha_s / S_a = 1.500 / 1.518 = 0.988$$

承台形心到承台两腰的距离 B_1 :

$$B_1 = S_a / S + 2 \cdot S_b / 3 + S_c \cdot (S_a + S_b) / S = 1.116\text{m}$$

$$M_1 = N_{\max} \cdot [S - 0.75 \cdot c_1 / (4 - \alpha^2)^{0.5}] / 3 \quad (\text{基础规范 8.5.16-4})$$

$$= 2750.8 \times [1.518 - 0.75 \times 0.500 / (4 - 0.988^2)^{0.5}] / 3$$

$$= 1194.3\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{号筋 } A_{sy} = 3667\text{mm}^2, \quad \zeta = 0.061, \quad \rho = 0.29\%$$

$$10\Phi 22@100 \quad (A_s = 3801)$$

(3)、承台形心到承台底边的距离范围内板带的弯矩设计值:

$$\text{承台形心到承台底边的距离 } B_2 = S_b / 3 + S_c = 0.940\text{m}$$

$$M_2 = N_{\max} \cdot [\alpha_s - 0.75 \cdot c_2 / (4 - \alpha^2)^{0.5}] / 3 \quad (\text{基础规范 8.5.16-5})$$

$$= 2750.8 \times [1.500 - 0.75 \times 0.500 / (4 - 0.988^2)^{0.5}] / 3$$

$$= 1177.7\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$\text{号筋 } A_{sx} = 3568\text{mm}^2, \quad \zeta = 0.070, \quad \rho = 0.33\%$$

$$10\Phi 22@100 \quad (A_s = 3801)$$

2、承台受冲切承载力验算:

(1)、柱对承台的冲切验算:

扣除承台及其上填土自重, 作用在冲切破坏锥体上的冲切力设计值:

$$F_1 = 7425000\text{N}$$

三桩三角形柱下独立承台受柱冲切的承载力按下列公式计算:

$$F_l \leq [\beta_{ox} \cdot (2b_c + a_{oy1} + a_{oy2}) + (\beta_{oy1} + \beta_{oy2}) \cdot (h_c + a_{ox})] \cdot \beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0$$

(参照承台规程 4.2.1-2)

X 方向上自柱边到最近桩边的水平距离:

$$a_{ox} = 750 - h_c / 2 - b_p / 2 = 750 - 500 / 2 - 433 / 2 = 283\text{mm}$$

$$\lambda_{ox} = a_{ox} / h_0 = 283 / (1250 - 110) = 0.249$$

X 方向上冲切系数 $\beta_{ox} = 0.84 / (\lambda_{ox} + 0.2)$ (基础规范 8.5.17-3)

$$\beta_{ox} = 0.84 / (0.249 + 0.2) = 1.872$$

Y 方向(下边)自柱边到最近桩边的水平距离:

$$a_{oy1} = 2 \times 1320 / 3 - b_c / 2 - b_p / 2 = 880 - 500 / 2 - 433 / 2 = 413 \text{ mm}$$

$$\lambda_{oy1} = a_{oy1} / h_0 = 413 / (1250 - 110) = 0.363$$

Y 方向(下边)冲切系数 $\beta_{oy1} = 0.84 / (\lambda_{oy1} + 0.2)$ (基础规范 8.5.17-4)

$$\beta_{oy1} = 0.84 / (0.363 + 0.2) = 1.493$$

Y 方向(上边)自柱边到最近桩边的水平距离:

$$a_{oy2} = 1320 / 3 - b_c / 2 - b_p / 2 = 440 - 500 / 2 - 433 / 2 = -27 \text{ mm}$$

$$\lambda_{oy2} = a_{oy2} / h_0 = -27 / (1250 - 110) = -0.023$$

当 $\lambda_{oy2} < 0.2$ 时, 取 $\lambda_{oy2} = 0.2$, $a_{oy2} = 0.2 h_0 = 0.2 \times 1140 = 228 \text{ mm}$

Y 方向(上边)冲切系数 $\beta_{oy2} = 0.84 / (\lambda_{oy2} + 0.2)$ (基础规范 8.5.17-4)

$$\beta_{oy2} = 0.84 / (0.200 + 0.2) = 2.100$$

$$\begin{aligned} & [\beta_{ox} \cdot (2 \cdot b_c + a_{oy1} + a_{oy2}) + (\beta_{oy1} + \beta_{oy2}) \cdot (h_c + a_{ox})] \cdot \beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0 \\ &= [1.872 \times (2 \times 500 + 413 + 228) + (1.493 + 2.100) \times (500 + 283)] \times 0.963 \times 1.43 \times 1140 \\ &= 9257431 \text{ N} \geq F_l = 7425000 \text{ N}, \text{ 满足要求。} \end{aligned}$$

(2)、底部角桩对承台的冲切验算:

扣除承台和其上填土自重后的角桩桩顶相应于荷载效应基本组合时的竖向力设计值:

$$N_l = N_1 = 2481392 \text{ N}$$

承台受角桩冲切的承载力按下列公式计算:

$$N_l \leq \beta_{12} \cdot (2c_2 + a_{12}) \cdot \tan(\theta_2 / 2) \cdot \beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0 \quad (\text{基础规范 8.5.17-10})$$

$$\theta_2 = 2 \cdot \arctan(S_a / S_b) = 2 \cdot \arctan(750 / 1320) = 59.2^\circ$$

$$c_2 = [S_c \cdot \tan^{-1}(\theta_2 / 2) + S_c + b_p / 2] \cdot \cos(\theta_2 / 2)$$

$$= [500 \times \text{ctg}29.6^\circ + 500 + 433/2] \times \cos29.6^\circ = 1388\text{mm}$$

$$a_{12} = (2 \cdot S_b / 3 - b_p / 2 - b_c / 2) \cdot \cos(\theta_2 / 2)$$

$$= (2 \times 1320/3 - 433/2 - 500/2) \times \cos29.6^\circ = 360\text{mm}$$

$$\lambda_{12} = a_{12} / h_0 = 360 / (1250 - 110) = 0.315$$

底部角桩冲切系数 $\beta_{12} = 0.56 / (\lambda_{12} + 0.2)$ (基础规范 8.5.17-11)

$$\beta_{12} = 0.56 / (0.315 + 0.2) = 1.087$$

$$\beta_{12} \cdot (2c_2 + a_{12}) \cdot \tan(\theta_2 / 2) \cdot \beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0$$

$$= 1.087 \times (2 \times 1388 + 360) \times \tan29.6^\circ \times 0.963 \times 1.43 \times 1140$$

$$= 3043790\text{N} \geq N_l = 2481392\text{N}, \text{ 满足要求。}$$

(3)、顶部角桩对承台的冲切验算：（近似计算）

扣除承台和其上填土自重后的角桩桩顶相应于荷载效应基本组合时的竖向力设计值：

$$N_l = \text{Max}\{N_2, N_3\} = 2750804\text{N}$$

承台受角桩冲切的承载力按下列公式计算：

$$N_l \leq \beta_{11} \cdot (2c_1 + a_{11}) \cdot \tan(\theta_1 / 2) \cdot \beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0 \quad (\text{基础规范 8.5.17-8})$$

$$\theta_1 = \arctan(S_b / S_a) = \text{arctg}(1320/750) = 60.4^\circ$$

$$c_1 = \tan^{-1} \theta_1 \cdot 2 \cdot S_c + S_c + b_p / 2 = \text{ctg}60.4^\circ \times 2 \times 500 + 500 + 433/2 = 1285\text{mm}$$

$$a_{11} = S_a - b_p / 2 - b_c / 2 = 750 - 433/2 - 500/2 = 283\text{mm}$$

$$\lambda_{11} = a_{11} / h_0 = 283 / (1250 - 110) = 0.249$$

底部角桩冲切系数 $\beta_{11} = 0.56 / (\lambda_{11} + 0.2)$ (基础规范 8.5.17-9)

$$\beta_{11} = 0.56 / (0.249 + 0.2) = 1.248$$

$$\beta_{11} \cdot (2c_1 + a_{11}) \cdot \tan(\theta_1 / 2) \cdot \beta_{hp} \cdot f_t \cdot h_0$$

$$= 1.248 \times (2 \times 1285 + 283) \times \text{tg}30.2^\circ \times 0.963 \times 1.43 \times 1140$$

$$= 3257976\text{N} \geq N_l = 2750804\text{N}, \text{ 满足要求。}$$

3、承台斜截面受剪承载力计算:

(1)、X方向(上边)斜截面受剪承载力计算:

扣除承台及其上填土自重后 X 方向斜截面的最大剪力设计值:

$$V_x = N_2 + N_3 = 4943608\text{N}$$

柱上边缘计算宽度 b_{xo} :

$$S_b / 3 - S_c = 1320 / 3 - 500 = -60\text{mm} \leq 0.5 b_c = 250\text{mm}$$

$$b_{xo} = a = 2500\text{mm}$$

承台斜截面受剪承载力按下列公式计算:

$$V_x \leq \beta_{hs} \cdot \beta_y \cdot f_t \cdot b_{xo} \cdot h_0 \quad (\text{基础规范 8.5.18-1})$$

X 方向上自桩内边缘到最近柱边的水平距离:

$$a_y = 440 - b_c / 2 - b_p / 2 - b_p / 2 = 440 - 500 / 2 - 433 / 2 = -27\text{mm}$$

$$\lambda_y = a_y / h_0 = -27 / (1250 - 110) = -0.023$$

当 $\lambda_y < 0.3$ 时, 取 $\lambda_y = 0.3$

$$\beta_y = 1.75 / (\lambda_y + 1.0) = 1.75 / (0.300 + 1.0) = 1.346$$

$$\beta_{hs} \cdot \beta_y \cdot f_t \cdot b_{xo} \cdot h_0 = 0.92 \times 1.346 \times 1.43 \times 2500 \times 1140 = 5031517\text{N}$$

$$\geq V_x = 4943608\text{N}, \text{ 满足要求。}$$

(2)、X方向(下边)斜截面受剪承载力计算:

扣除承台及其上填土自重后 X 方向斜截面的最大剪力设计值:

$$V_x = N_1 = 2481392\text{N}$$

柱下边缘计算宽度 b_{xo} :

$$b_{xo} = 2[S_c + (2 \cdot S_b / 3 - b_c / 2 + S_c) \cdot S_a / S_b] = 2284\text{mm}$$

承台斜截面受剪承载力按下列公式计算:

$$V_x \leq \beta_{hs} \cdot \beta_y \cdot f_t \cdot b_{xo} \cdot h_0 \quad (\text{基础规范 8.5.18-1})$$

X 方向上自桩内边缘到最近柱边的水平距离:

$$a_y = 880 - b_c / 2 - b_p / 2 = 880 - 500 / 2 - 433 / 2 = 413 \text{mm}$$

$$\lambda_y = a_y / h_0 = 413 / (1250 - 110) = 0.363$$

$$\beta_y = 1.75 / (\lambda_y + 1.0) = 1.75 / (0.363 + 1.0) = 1.284$$

$$\beta_{hs} \cdot \beta_y \cdot f_t \cdot b_{xo} \cdot h_0 = 0.92 \times 1.284 \times 1.43 \times 2284 \times 1140 = 4385418 \text{N}$$

$$\geq V_x = 2481392 \text{N}, \text{ 满足要求。}$$

(3)、Y方向斜截面受剪承载力计算:

扣除承台及其上填土自重后 Y 方向斜截面的最大剪力设计值:

$$V_y = \text{Max}\{N_2, N_3\} = 2750804 \text{N}$$

承台斜截面受剪承载力按下列公式计算:

$$V_y \leq \beta_{hs} \cdot \beta_x \cdot f_t \cdot b_{yo} \cdot h_0 \quad (\text{基础规范 } 8.5.18-1)$$

Y 方向上自桩内边缘到最近柱边的水平距离:

$$a_x = 750 - h_c / 2 - b_p / 2 = 750 - 500 / 2 - 433 / 2 = 283 \text{mm}$$

$$\lambda_x = a_x / h_0 = 283 / (1250 - 110) = 0.249$$

当 $\lambda_x < 0.3$ 时, 取 $\lambda_x = 0.3$

$$\beta_x = 1.75 / (\lambda_x + 1.0) = 1.75 / (0.300 + 1.0) = 1.346$$

$$\beta_{hs} \cdot \beta_x \cdot f_t \cdot b_{yo} \cdot h_0 = 0.92 \times 1.346 \times 1.43 \times 2320 \times 1140 = 4669247 \text{N}$$

$$\geq V_y = 2750804 \text{N}, \text{ 满足要求。}$$

4、柱下局部受压承载力计算:

$$\text{局部荷载设计值 } F = 7425000 \text{N}$$

$$\text{混凝土局部受压面积 } A_l = b_c \times h_c = 250000 \text{mm}^2$$

承台在柱下局部受压时的计算底面积按下列公式计算:

$$A_b = (b_x + 2c) \cdot (b_y + 2c)$$

$$c = \text{Min}\{C_x, C_y, b_x, b_y\} = \text{Min}\{1000, 910, 500, 500\} = 500 \text{mm}$$

$$A_b = (500+2 \times 500) \times (500+2 \times 500) = 2250000 \text{mm}^2$$

$$\beta_l = \text{Sqr}(A_b / A_l) = \text{Sqr}(2250000 / 250000) = 3.000$$

$$\omega \cdot \beta_l \cdot f_{cc} \cdot A_l = 1.0 \times 3.000 \times 0.85 \times 14.33 \times 250000 = 9136286 \text{N}$$

$\geq F = 7425000 \text{N}$ ，满足要求。

5、桩局部受压承载力计算：

$$\text{局部荷载设计值 } F = N_{\max} + \gamma_g \cdot Q_{gk} = 2750.8 + 1.35 \times 77.5 = 2855.4 \text{kN}$$

$$\text{混凝土局部受压面积 } A_l = \pi \cdot d^2 / 4 = 196350 \text{mm}^2$$

承台在角桩局部受压时的计算底面积按下列公式计算：

$$A_b = (b_x + 2c) \cdot (b_y + 2c)$$

$$\text{圆桩 } b_x = b_y = \text{Sqr}(A_l) = 443 \text{mm}$$

$$c = \text{Min}\{C_x, C_y, b_x, b_y\} = \text{Min}\{250, 250, 443, 443\} = 250 \text{mm}$$

$$A_b = (443 + 2 \times 250) \times (443 + 2 \times 250) = 889463 \text{mm}^2$$

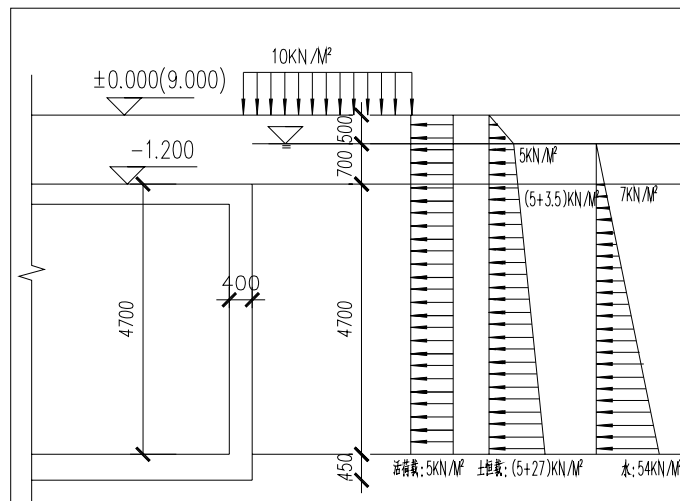
$$\beta_l = \text{Sqr}(A_b / A_l) = \text{Sqr}(889463 / 196350) = 2.128$$

$$\omega \cdot \beta_l \cdot f_{cc} \cdot A_l = 1.0 \times 2.128 \times 0.85 \times 14.33 \times 196350 = 5090815 \text{N}$$

$\geq F = 2855381 \text{N}$ ，满足要求。

5.2 地下室侧墙计算

5.2.1 地下室外墙荷载计算



墙根部土侧压力标准值: 32 kN/m (应按照静止土压力计算, 本例乘以 0.5 侧压力系数);

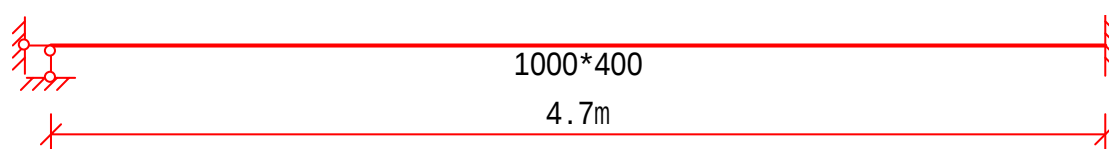
墙根部水压力标准值: $5.4 \times 10 = 54$ kN/m;

活荷载: $10 \times 0.5 = 5$ kN/m (考虑地面堆载, 乘以 0.5 侧压力系数)。

5.2.2 地下室外墙内力及配筋计算

说明: 计算外墙根部裂缝时, 采用上端简支和上端固支两种计算模型, 根部弯矩取两种计算模型的平均值。

5.2.2.1 上端简支几何数据及计算参数



混凝土: C35, 主筋: HRB400(20MnSiV、20MnSiNb、20MnTi), 箍筋: HPB235(Q235);

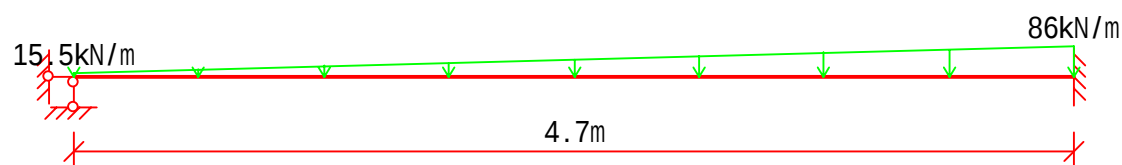
跨中弯矩调整系数: 1.00, 支座弯矩调整系数: 1.00;

自动计算梁自重: 否;

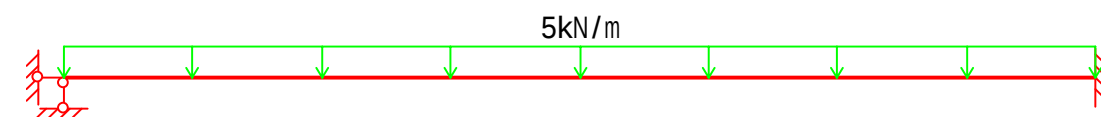
恒载系数: 1.00, 活载系数: 1.00;

荷载数据

荷载工况一 (恒载)

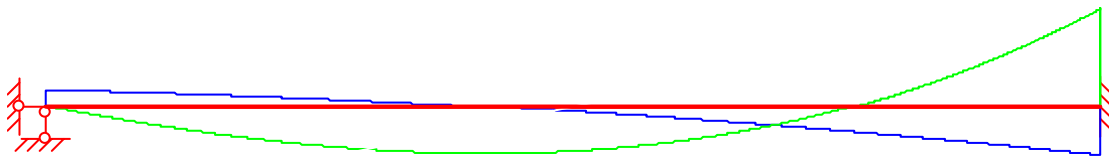


荷载工况二 (活载)



内力及配筋

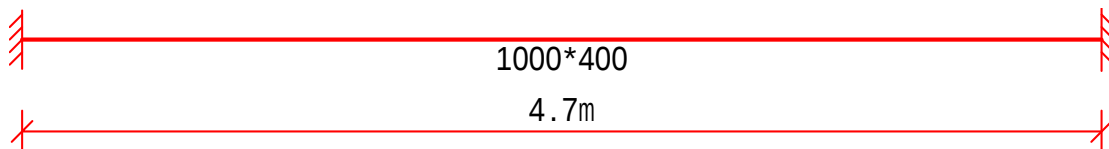
内力图



截面内力及配筋

0 支座: 正弯矩	0.00 kN·m,	
负弯矩	0.00 kN·m,	
剪力	69.27 kN,	
1 跨中: 正弯矩	77.56 kN·m,	位置: 1.96m
负弯矩	0.00 kN·m,	位置: 1.57m
剪力	192.76 kN,	位置: 4.70m
1 支座: 正弯矩	0.00 kN·m,	
负弯矩	- $M_{lk}=160.43$ kN·m,	
剪力	192.76 kN,	

5.2.2.2 上端固支几何数据及计算参数



混凝土: C35, 主筋: HRB400(20MnSiV、20MnSiNb、20MnTi), 箍筋: HPB235(Q235);

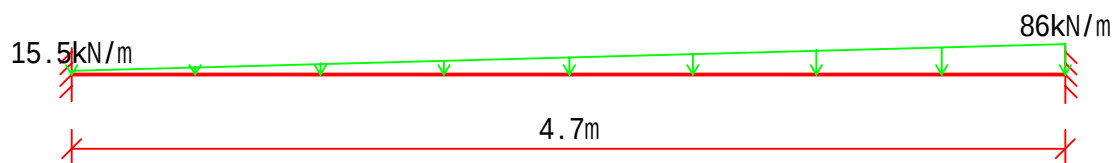
跨中弯矩调整系数: 1.00, 支座弯矩调整系数: 1.00;

自动计算梁自重: 否;

恒载系数: 1.00, 活载系数: 1.00;

荷载数据

荷载工况一 (恒载)

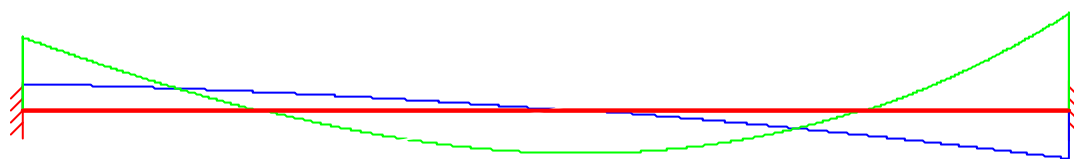


荷载工况二 (活载)



内力及配筋

内力图



截面内力及配筋

0 支座:	正弯矩	0.00 kN·m,	
	负弯矩	-80.44 kN·m,	
	剪力	86.13 kN,	
1 跨中:	正弯矩	47.38 kN·m,	位置: 2.51m
	负弯矩	0.00 kN·m,	位置: 1.57m
	剪力	152.40 kN,	位置: 4.70m
1 支座:	正弯矩	0.00 kN·m,	
	负弯矩	$M_{2k} = -115.60$ kN·m,	
	剪力	164.15 kN,	

$$M_k = M_{1k} + M_{2k} = (160.43 + 115.6) / 2 = 138.15 \text{ kN·m}。$$

5.2.2.3 外墙配筋

由弯矩设计值 M 求配筋面积 A_s , 弯矩 $M = 139.000 \text{ kN·m}$;

截面尺寸 $b \times h = 1000 \times 400 \text{ mm}$, $h_0 = h - a_s = 400 - 60 = 340 \text{ mm}$

计算结果:

相对界限受压区高度 ξ_b :

$$\xi_b = \beta_1 / [1 + f_y / (E_s \cdot \varepsilon_{cu})] = 0.80 / [1 + 360 / (200000 \times 0.00330)] = 0.518$$

受压区高度: $x = h_0 - [h_0^2 - 2 \cdot \gamma_0 \cdot M / (\alpha_1 \cdot f_c \cdot b)]^{0.5}$

$$x = 340 - [340^2 - 2 \times 1.0 \times 139000000 / (1.00 \times 16.72 \times 1000)]^{0.5} = 25 \text{ mm}$$

$$\text{相对受压区高度 } \xi = x / h_0 = 25 / 340 = 0.075 \leq \xi_b = 0.518$$

纵向受拉钢筋 A_s

$$A_s = \alpha_1 \cdot f_c \cdot b \cdot x / f_y = 1.00 \times 16.72 \times 1000 \times 25 / 360 = 1180 \text{mm}^2$$

$$\text{配筋率 } \rho = A_s / (b \cdot h_0) = 1180 / (1000 \times 340) = 0.35\%$$

$$\text{最小配筋率 } \rho_{\min} = \text{Max}\{0.2\%, 0.45 f_t / f_y\} = \text{Max}\{0.20\%, 0.20\%\} = 0.20\%$$

考虑到裂缝验算较难满足，实配钢筋 $\Phi 16@150+\Phi 14@150$ 。

5.2.2.4 外墙裂缝

矩形截面受弯构件，构件受力特征系数 $\alpha_{cr} = 2.1$ ；

截面尺寸 $b \times h = 1000 \times 400 \text{mm}$ ；

纵筋根数、直径：第 1 种：6 $\Phi 16$ ，第 2 种 6 $\Phi 14$ ；

受拉区纵向钢筋的等效直径：

$$d_{ep} = \sum (n_i d_i^2) / \sum (n_i \nu_i d_i) = 15.1 \text{mm}$$

带肋钢筋的相对粘结特性系数 $\nu = 1.0$ ；

实配受拉纵筋面积 $A_s = 2367 \text{mm}^2$ ，钢筋弹性模量 $E_s = 200000 \text{N/mm}^2$ ；

最外层纵向受拉钢筋外边缘至受拉区底边的距离 $c = 50 \text{mm}$ ；

纵向受拉钢筋合力点至截面近边的距离 $a_s = 58.0 \text{mm}$ ， $h_0 = 342 \text{mm}$ ；

混凝土抗拉强度标准值 $f_{tk} = 2.20 \text{N/mm}^2$ ；

按荷载效应的标准组合计算的弯距值 $M_k = 138.15 \text{kN} \cdot \text{m}$ ；

设计时执行的规范：《混凝土结构设计规范》（GB 50010 - 2002）。

最大裂缝宽度验算

按有效受拉混凝土截面面积计算的纵向受拉钢筋配筋率 ρ_{te} ，按下式计算：

$$\rho_{te} = A_s / A_{te} \quad (\text{混凝土规范 } 8.1.2 - 4)$$

对矩形截面的受弯构件：

$$A_{te} = 0.5bh = 0.5 \times 1000 \times 400 = 200000 \text{mm}^2$$

$$\rho_{te} = A_s / A_{te} = 2367 / 200000 = 0.01184$$

按荷载效应的标准组合计算的纵向受拉钢筋的等效应力 σ_{sk} ，按下列公式计

算:

受弯: $\sigma_{sk} = M_k / (0.87 \cdot h_0 \cdot A_s)$ (混凝土规范 8.1.3-3)

$$\sigma_{sk} = 138149994 / (0.87 \times 342 \times 2367) = 196 \text{ N/mm}$$

裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ , 按混凝土规范式 8.1.2-2 计算:

$$\psi = 1.1 - 0.65 \times f_{tk} / (\rho_{te} \cdot \sigma_{sk}) = 1.1 - 0.65 \times 2.20 / (0.01184 \times 196) = 0.483$$

最大裂缝宽度 $w_{\max}$, 按混凝土规范式 8.1.2-1 计算:

$$\begin{aligned} w_{\max} &= \alpha_{cr} \cdot \psi \cdot \sigma_{sk} \cdot (1.9c + 0.08d_{eq} / \rho_{te}) / E_s \\ &= 2.1 \times 0.483 \times 196 \times (1.9 \times 50 + 0.08 \times 15.1 / 0.012) / 200000 \\ &= 0.196 \text{ mm} < 0.2 \text{ mm} \end{aligned}$$

满足要求。

5.3 地下室顶板计算

5.3.1 按单向板考虑

如按照单向板设计, 可参考单向板肋梁楼盖课程设计。

5.3.2 按双向板设计

5.3.2.1 基本资料

边界条件 (左端/下端/右端/上端): 固端 / 固端 / 固端 / 固端

荷载标准值 (按静力计算手册考虑活荷不利布置)

永久荷载标准值:

$$\text{楼板自重: } g_{k1} = 0.250 \times 25 = 6.25 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{均布荷载: } g_{k2} = 21.60 \text{ kN/m}^2$$

可变荷载标准值:

$$\text{均布荷载: } q_{k1} = 10.00 \text{ kN/m}, \gamma_Q = 1.4, \psi_c = 0.7, \psi_q = 0.4;$$

计算跨度 $L_x = 6000 \text{ mm}$, 计算跨度 $L_y = 4200 \text{ mm}$;

板厚 $h = 250 \text{ mm}$ ($h = L_y / 17$);

板底、板面纵筋合力点至近边距离: $a_s = 35 \text{ mm}$ 、 $a'_s = 35 \text{ mm}$;

混凝土强度等级: C35, $f_c = 16.72\text{N/mm}$, $f_t = 1.57\text{N/mm}$, $f_{tk} = 2.20\text{N/mm}$,

$$E_c = 31334\text{N/mm};^2$$

钢筋抗拉强度设计值 $f_y = 360\text{N/mm}$, $E_s = 210000\text{N/mm}$ 。²

5.3.2.2 弯矩计算结果

平行于 L_x 方向的跨中弯矩 M_x :

$$M_{xgk1} = (0.01130+0.2\times0.03210) \times 6.25 \times 4.200^2 = 1.95\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{xgk2} = (0.01130+0.2\times0.03210) \times 21.60 \times 4.200^2 = 6.75\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{xqk1} = [(0.01130+0.2\times0.03210) \times 10.00 \times 4.200^2 \\ + (0.02960+0.2\times0.06830) \times 10.00 \times 4.200^2]/2 = 5.38\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_x = \text{Max}\{M_x(L), M_x(D)\} = \text{Max}\{17.98, 17.02\} = 17.98\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{xk} = 14.08\text{kN}\cdot\text{m}, \quad M_{xq} = 10.86\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$A_{sx} = 247\text{mm}, \quad \rho = 0.12\%, \quad \rho_{\min} = 0.20\%, \quad A_{sx}^* = 500\text{mm}^2$$

配筋: 12@200 ($A_s = 565$), $\omega_{\max} = 0.050\text{mm}$

平行于 L_y 方向的跨中弯矩 M_y :

$$M_{ygk1} = (0.03210+0.2\times0.01130) \times 6.25 \times 4.200^2 = 3.79\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{ygk2} = (0.03210+0.2\times0.01130) \times 21.60 \times 4.200^2 = 13.09\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{yqk1} = [(0.03210+0.2\times0.01130) \times 10.00 \times 4.200^2 \\ + (0.06830+0.2\times0.02960) \times 10.00 \times 4.200^2]/2 = 9.58\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_y = \text{Max}\{M_y(L), M_y(D)\} = \text{Max}\{33.66, 32.17\} = 33.66\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$M_{yk} = 26.46\text{kN}\cdot\text{m}, \quad M_{yq} = 20.71\text{kN}\cdot\text{m}$$

$$A_{sy} = 445\text{mm}^2, \quad \rho = 0.21\%, \quad \rho_{\min} = 0.20\%, \quad A_{sy}^* = 500\text{mm}^2;^2$$

配筋: 12@200 ($A_s = 565$), $\omega_{\max} = 0.209\text{mm}$

沿 L_x 方向的支座弯矩 M_x'

$$M_{x'_{gk1}} = -0.05690 \times 6.25 \times 4.200^2 = -6.27 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{x'_{gk2}} = -0.05690 \times 21.60 \times 4.200^2 = -21.68 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{x'_{qk1}} = -0.05690 \times 10.00 \times 4.200^2 = -10.04 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{x'} = \text{Max}\{M_{x'}(L), M_{x'}(D)\} = \text{Max}\{-47.60, -47.57\} = -47.60 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{x'_k} = -37.99 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad M_{x'_q} = -31.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{sx}' = 635 \text{ mm}^2, \quad \rho = 0.30\%$$

$$\text{配筋: } 12@175 \quad (A_s = 646), \quad \omega_{\max} = 0.321 \text{ mm}$$

沿 L_y 方向的支座弯矩 M_y' :

$$M_{y'_{gk1}} = -0.07350 \times 6.25 \times 4.200^2 = -8.10 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y'_{gk2}} = -0.07350 \times 21.60 \times 4.200^2 = -28.01 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y'_{qk1}} = -0.07350 \times 10.00 \times 4.200^2 = -12.97 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y'} = \text{Max}\{M_{y'}(L), M_{y'}(D)\} = \text{Max}\{-61.48, -61.45\} = -61.48 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$M_{y'_k} = -49.07 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad M_{y'_q} = -41.29 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$A_{sy}' = 829 \text{ mm}^2, \quad \rho = 0.39\%$$

$$\text{配筋: } 12@130 \quad (A_s = 870), \quad \omega_{\max} = 0.299 \text{ mm}$$

5.3.2.3 跨中挠度验算

挠度验算参数

按《建筑结构静力计算手册》表 4-4, 挠度系数 $k = 0.00211$ (1/M)

$$M_k = 26.46 \text{ kN} \cdot \text{m}, \quad M_q = 20.71 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

M_k -按荷载效应的标准组合计算的弯矩值;

M_q -按荷载效应的准永久组合计算的弯矩值;

$$E_s = 200000\text{N/mm}, A_s = 565\text{mm}, E_c = 31334\text{N/mm}, f_{tk} = 2.20\text{N/mm}^2$$

在荷载效应的标准组合作用下，受弯构件的短期刚度 B_s

裂缝间纵向受拉钢筋应变不均匀系数 ψ

$$\sigma_{sk} = M_k / (0.87 \times h_0 \times A_s) \quad (\text{混凝土规范式 } 8.1.3 - 3)$$

$$\sigma_{sk} = 26456931 / (0.87 \times 215 \times 565) = 250\text{N/mm}$$

$$\text{矩形截面, } A_{te} = 0.5bh = 0.5 \times 1000 \times 250 = 125000\text{mm}^2$$

$$\rho_{te} = A_s / A_{te} \quad (\text{混凝土规范式 } 8.1.2 - 4)$$

$$\rho_{te} = 565 / 125000 = 0.00452$$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \times f_{tk} / (\rho_{te} \cdot \sigma_{sk}) \quad (\text{混凝土规范式 } 8.1.2 - 2)$$

$$\psi = 1.1 - 0.65 \times 2.20 / (0.00452 \times 250) = -0.166$$

当 $\psi < 0.2$ 时，取 $\psi = 0.2$ 。

钢筋弹性模量与混凝土模量的比值 α_E

$$\alpha_E = E_s / E_c = 200000 / 31334 = 6.38$$

受压翼缘面积与腹板有效面积的比值 γ_f'

$$\text{矩形截面, } \gamma_f' = 0$$

$$\text{纵向受拉钢筋配筋率 } \rho = A_s / (b \cdot h_0) = 565 / (1000 \times 215) = 0.00263$$

钢筋混凝土受弯构件的 B_s 按混凝土规范式 8.2.3 - 1 计算：

$$\begin{aligned} B_s &= E_s \cdot A_s \cdot h_0^2 / [1.15\psi + 0.2 + 6\alpha_E \rho / (1 + 3.5\gamma_f')] \\ &= 200000 \times 565 \times 215^2 / [1.15 \times 0.200 + 0.2 + 6 \times 6.38 \times 0.00263 / (1 + 3.5 \times 0.00)] \\ &= 9850.48\text{kN} \cdot \text{m}^2 \end{aligned}$$

考虑荷载长期效应组合对挠度影响增大影响系数 θ

$$\text{按混凝土规范第 } 8.2.5 \text{ 条, 当 } \rho' = 0 \text{ 时, } \theta = 2.0$$

受弯构件的长期刚度 B ，可按混凝土规范式 8.2.2 计算：

$$B = M_k / [M_q \cdot (\theta - 1) + M_k] \cdot B_s = 26.46 / [20.71 \times (2 - 1) + 26.46] \times 9850.48$$

$$= 5525.24 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$\text{挠度 } f = k \cdot Q_k \cdot L_y^4 / B = 0.00211 \times 37.85 \times 4.200^4 / 5525.24 \times 1000$$

$$= 4.5 \text{ mm}$$

$$f / L_y = 4.5 / 4200 = 1 / 934$$

5.4 地下室整体框架计算

算例中某一榀框架可利用 PK 计算，其主要步骤如下：

一、执行 PMCAD 主菜单 4，形成 PK 文件

选择“1 框架生成”，否则，没有 TAT 荷载；

单击“风荷载”项的“×”形标记，在随之弹出的“风荷载信息”中将“风荷载计算标志”改为“1”，即计算风荷载，检查其他项无误后“确定”退出；

程序自动计算“风荷载体形系数”，若正确，则回车，“风荷载”项的“×”形标记将变为“√”；

在屏幕右侧键入“要输出框架的名称”，如 pk-3

5、输入“要计算框架的轴线号”，如 3；

6、程序自动计算“各层迎风面宽度”，若正确，则回车；

7、选择“0 结束”，程序将生成一个接力 PK 建模的特定格式的数据文件，文件即上面第 4 步给出的输出框架名，pk-3。

二、执行 PK 主菜单 1，PK 数据交互输入和数检

选择“打开已有数据文件”，单击“文件类型”下拉框，选择“空间建模形成的平面框架文件（pk-*）”，找到前面生成的框架数据文件 pk-3，打开。

单击“参数输入”对 PK 计算参数进行修改或确认：

总信息参数：

自重自动计算 IA，选“算柱和梁”；

其他各项按实际情况或规范要求确定。

地震计算参数：

地震力计算方式 IS，选“振型分解法”；

其他同 TAT 中地震参数的确定。

结构类型

按实际选择，框架；

分项及组合系数

各项取缺省值；

补充参数

剪力墙结构或有吊车时需要输入；

单击“计算简图”，首先生成框架立面图 (KLM.T)，检查无误，单击“正确”；然后生成恒载图 (D-L.T)，检查无误，单击“正确”；接着生成活载图 (L-L.T)，检查无误，单击“正确”；接着生成左风载图 (L-W.T)，检查无误，单击“正确”；最后生成右风载图 (R-W.T)，检查无误，单击“正确”；。

单击“退出程序”，退出主菜单 1，完成 PK 计算模型的输入，程序生成 PK 内力计算所需的数据文件 PK-3.SJ 和 PK0.PK。

三、执行 PK 主菜单 2，框、排架结构计算

1、输入“计算结果文件名”，如 PK-3.OUT，生成计算书文件（包含前面模型输入中所有的参数定义、结构几何数据及荷载信息）。若此处不指定文件名，则对所有工程取缺省文件名 PK11.OUT。

2、选择“1 显示计算结果文件”，可打开计算书文件 PK-3.OUT 或 PK11.OUT（未指定计算结果文件名时），查看参数定义、结构几何数据及荷载信息等。

3、依次选择“2 弯矩包络图”——“B 右地震弯矩图”，分别生成弯矩包络图 M.T、配筋包络图 AS.T、轴力包络图 N.T、剪力包络图 Q.T、恒载内力图 (D-M.T, D-N.T, D-V.T)、活载内力图 (L-M.T, L-N.T, L-V.T)、左风载弯矩图 WL.T、右风载弯矩图 WR.T、左地震弯矩图 EL.T、右地震弯矩图 ER.T。

4、选择“D 图形拼接”，从计算简图、计算结果图中选择需要的拼接成一个图形文件，文件名为 PK1.T。

5、最后，选择“0 退出”。

四、执行 PK 主菜单 3，框架绘图

执行“1 人机交互方式建立绘图数据文件”，输入绘图参数：

框架顶角处配筋方式，选择“梁筋伸入柱”；

柱钢筋搭接或连接方式，一般选“一次搭接”，当柱筋直径超过25时应选择“机械连接或对接焊接”；

梁支座连续梁端部箍筋，选择“加密”；

柱箍筋形式，选择“井字箍”；

是否根据允许裂缝宽度自动选筋，选择“打勾”；

其他未作说明的参数，根据实际需要确定或取程序缺省值。

2、输入“框架绘图数据文件名”，如 PK-3，该文件名即为下面要绘制的框架施工图文件名，全名为 PK-3.T:

依次选择“1 改柱纵向钢筋”——“4 改梁柱箍筋”，查看梁柱配筋；

选择“7 框架梁的裂缝宽度计算”，查看梁的裂缝宽度是否满足规范要求；

选择“D 钢筋砼梁的挠度计算”，查看梁的挠度是否满足规范要求；

最后，选择“0 继续”。

3、是否将相同的层归并，选择“归并”；

最后需提交的文件为：

计算书文件：PK-3.OUT 或 PK11.OUT（未指定计算结果文件名时）

计算简图及内力结果图：PK1.T 及 PK1.DWG（由 PK1.T 转换）

框架施工图：PK-3.T 及 PK-3.DWG（由 PK-3.T 转换）

5.5 地下室整体抗浮计算

5.5.1 确定抗浮水位，计算浮力

根据《岩土工程勘察报告》设计抗浮水位按室外整平标高下 0.50m 考虑，地面建筑标高为+0.000。建成后的地下车库底板顶标高为-5.900m，底板厚 450mm，顶板顶标高为-1.200m，板厚 250mm，故地下水浮力为： $Q_f=(5.9+0.45-0.5-0.7) \times 10=51.5\text{KN/m}^2$

中柱：（以 $8.1 \times (6.5+6.1) / 2$ 为一计算单元）

5.5.2 计算抗浮荷载

中柱：

自重=覆土重+顶板自重荷载标准值+ 柱自重荷载标准值 + 底板自重荷载标准值

覆土重: $0.5 \times 18 + 0.7 \times 8 = 14.6 \text{KN/m}^2$

顶板及顶板梁自重何载标准值:

板 $0.25 \times 25 = 6.25 \text{KN/m}^2$

梁 $(0.4 \times 0.55 \times 8.1 \times 2 + 0.45 \times 0.65 \times 6.3) \times 25 / 8.1 / 6.3 = 2.44 \text{KN/m}^2$

柱自重荷载标准值:

$$0.5 \times 0.5 \times 3.45 \times 25 / 8.1 / 6.3 = 0.42 \text{KN/m}^2$$

底板面层自重荷载标准值:

板 $0.05 \times 20 = 1.0 \text{KN/m}^2$

底板自重荷载标准值:

板 $0.45 \times 25 = 11.25 \text{KN/m}^2$

$$Q_w = 14.6 + 6.25 + 2.44 + 0.42 + 1.0 + 11.25 = 35.96 \text{KN/m}^2$$

5.5.3 荷载比较

$$35.96 < 51.5 \text{KN/m}^2$$

抗浮不满足,需采取抗浮措施。

$$\text{设计抗拔力} = 51.5 - 35.96 = 15.54 \text{KN/m}^2$$

根据地质情况,本工程地下室底板采用高压喷射扩大头锚杆及岩石锚杆来抵抗底板所承受的水浮力。

5.5.4 扩大头抗浮锚杆计算

1、计算依据:

(1)《高压喷射扩大头锚杆(索)技术规程》苏 JG/T033—2009 中 3.8.6.条进行计算。安全等级按永久锚杆二级考虑。

(2)根据提供的抗浮要求等相关资料。

2、初步设计扩大头锚杆参数如下:

总长 $L=9\text{m}$, 锚杆, 普通锚固段 4m , 钻孔直径 150mm ; 扩大头长度 5m , 扩孔直径 $\geq \Phi 450\text{mm}$; 扩大头埋深 $h=4\text{m}$ 。

3、设计抗拔力

设计抗浮力为 15.54KN/m^2 ; 按 $2.7\text{m} \times 2.2\text{m}$ 间距布置, 则单根锚杆设计抗拔力为 $15.54 \text{KN/m}^2 \times 2.7\text{m} \times 2.2\text{m} = 91 \text{KN}$ 。

4、锚固体安全系数计算:

(1) 取典型钻孔 974 进行计算, 根据提供的地质报告及设计参数 (抗浮锚杆以 2.6m 绝对标高即地下室底板下标高为工作面平台标高) 等得出: 普通锚固段 1.78m 处于②粉质粘土层, 2.22m 处于③粉质粘土夹粉土层。扩大头段 3.82 处于③粉质粘土夹粉土层, 1.18m 处于④粉质粘土层。

(2) 计算参数取值: 以下参数取值于地质勘察报告 (地质报告未明确时取平均值)。

	γ (KN/m ³)	C (KPa)	ϕ (°)	f_{mg} (KPa)
②粉质粘土	18	50	12	26
③粉质粘土夹粉土	18	50	12	23
④粉质粘土	19	50	12	26

(3) 计算:

普通锚固段穿越②、③两种不同地层, 为简化计算土层参数取平均值:

扩大头端前土体的被动土压力系数: $K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2) = 1.52$

扩大头前端土体的静止土压力系数: $K_0 = 1 - \sin \varphi' = 0.792$

扩大头向前位移时反映挤胀效应的侧压力系数:

$$\xi = 0.7K_a = 0.7 \tan^2(45^\circ - \varphi/2) = 0.655$$

$$P_D = \frac{(K_0 - \xi)K_p \gamma h + 2c\sqrt{K_p}}{1 - \xi K_p} = 441 \text{ KPa}$$

$$\text{则: } T_{uk} = \pi D_1 L_d f_{mg1} + \pi D_2 L_D f_{mg2} + \frac{\pi}{4} (D_2^2 - D_1^2) P_D = 267 \text{ KN}$$

锚杆锚固体抗拔安全系数:

$$K = \text{抗拔力} (267 \text{ KN}) \div \text{设计抗拔力} (130 \text{ KN}) = 2.05 > 2.0, \text{ 满足要求。}$$

5、杆体强度安全系数

设计 1 根 $\Phi 32$ 二级钢 $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$

钢筋极限抗拔承载力: $1 \times 3.14 \times 322 \div 4 \times 300 \text{ N/mm}^2 = 241 \text{ KN}$

$$K_t = \text{钢筋极限抗拔承载力} (241 \text{ KN}) \div \text{设计抗拔力} (130 \text{ KN}) = 1.8 > 1.6$$

满足要求。

6、锚固体整体稳定性验算

(1) 锚固体范围内土体有效重量:

$\gamma_{\text{浮}} = 8.0 \text{ kN/m}^3$ ，锚杆间距按 $2.7 \text{ m} \times 3.3 \text{ m}$ 间距布置考虑计算

则 $W' = \gamma_{\text{浮}} \times 2.7 \text{ m} \times 3.3 \text{ m} \times (9 \text{ m} - 5 \text{ m}) = 285.12 \text{ kN}$

(2) 作用于地下室净浮力 $F_w = 15.96 \text{ kN/m}^2 \times 2.7 \text{ m} \times 2.2 \text{ m} = 91 \text{ kN}$

(3) $K_F = W' / F_w = 285.12 \text{ kN} \div 91 \text{ kN} = 3.13 > 1.2$ 满足要求。

5.5.5 岩石抗浮锚杆计算

1、计算依据：

(1) 《建筑地基基础设计规范》GB 50007-2002 中 8.6 条进行计算。安全等级按永久锚杆二级考虑。

(2) 根据提供的抗浮要求等相关资料。

2、初步设计扩大头锚杆参数如下：

锚杆长度现场决定，设计要求为进入⑥中风化石灰岩不少于 1 米，总长度不少于 3 米。

3、设计抗拔力

设计抗浮力为 15.96 kN/m^2 ；按 $2.7 \text{ m} \times 2.2 \text{ m}$ 间距布置，则单根锚杆设计抗拔力为 $15.96 \text{ kN/m}^2 \times 2.7 \text{ m} \times 2.2 \text{ m} = 91 \text{ kN}$ 。

设计抗拔力取 130 kN 。

4、锚杆抗拔力设计计算

计算参数取值：以下参数取值于地质勘察报告（地质报告未明确时取平均值）。

	F_{tb} (kPa)
5 强风化石灰岩	360
6 中风化石灰岩	400

计算中取 360 kPa

计算： $R_t = 0.8\pi d_1 L f_{mg} = 0.8 \times 3.14 \times 0.15 \times 1 \times 360 = 135 \text{ kN} > 130 \text{ kN}$

满足要求。

选筋：二级钢 $f_y = 300 \text{ N/mm}^2$ ， $A_s = 2R_t / f_y = 130 \times 2 / 300 = 866 \text{ mm}^2$

选 1 根 $\Phi 32$ 即可满足要求。