# 墩台与基础工程课程设计 南京工业大学 交通学院 10级 课程设计

来源：网络 作者：梦里花开 更新时间：2025-05-26

*第一篇：墩台与基础工程课程设计 南京工业大学 交通学院 10级 课程设计`《墩台基础工程》课程设计(交通工程B方向用)专业 交通工程 班级学号 交通1001班22号 姓名刘子皓指导教师 董金梅学 期2024~2024第二学期南京工业大学交...*

**第一篇：墩台与基础工程课程设计 南京工业大学 交通学院 10级 课程设计**

`

《墩台基础工程》

课程设计

(交通工程B方向用)

专

业 交通工程 班级学号 交通1001班22号 姓

名

刘子皓

指导教师 董金梅

学 期2024~2024第二学期

南京工业大学交通学院 二〇一四年三月

一．简介

1.工程简介

1）建桥地点：江阴市某大桥

2）上部结构型式：变截面连续箱梁双幅桥（主跨）3）荷载标准：公路—I级

4）桥面布置及净宽：双幅并立，中央空间9m，单幅横向布置为栏杆0.35m、非机动车道5m、隔离栅0.4m、车行道12.25m及防撞护栏0.5m，总计18.5m，总宽46m 5）通航等级：三级航道，净707m 6)主跨跨径：49+82+49 7)水位标高：最高通航水位为2.98m 8）地质资料：见附图 9）承台构造，尺寸：见附图

10）桩的型式：钻孔灌注桩（C25混凝土）11）承台为混凝土等级C30 12）设计控制荷载15#墩右幅承台地面控制中心处设计控制荷载为N=60000kN(↓)、H=600kN(→)、M=6204kN·m（↖）。2.桩基础的选择

本桥桩基础选择低桩承台，其基础全部埋入土中（桩的自由长度为零），而且承台也埋入土中一定深度（2.5m），所以在计算其承受水平力的土抗力时，还要考虑承台侧面土抗力参加工作。其桩身内力和位移量都较小，稳定性较好。相应的施工方法采用钻孔灌注桩施工，钻孔灌注桩施工是采用机械成孔的施工方法，具有造价低、无造影、无冲击、无振动、无污染等优点，已被我国桥梁工程施工广泛采用。3.施工方法简介

(1)埋设护管。(2)泥浆制备。(3)钻孔。使用冲抓钻孔法。(4)清孔。(5)钢筋骨架组装和吊安。(6)灌注水下混凝土。

二．初步拟定基桩的桩长、桩径（竖向承载力的确定，要求考虑自重）

承台厚度，及桩身埋深见下图。

1.拟定基桩的桩长、桩径

初步拟定基桩桩径为d=1.88m，承台高度为12.5m，桩长为h=428m,基桩为弹性桩。2.竖向承载力的确定 P1(UlpAR)

2其中Ud(1.60.1)5.97m（冲抓钻钻头直径增大10-20cm）

l48m

1n1pili(0.4364.1208.56211.57618705.582)66.84kPali148

A()22.84m2

R2m00k22(h3)

t0.30.4，查表m0为0.7 dl48

26.725，故取0.72（appendix:亚粘土为非透水d1.8d

2性土）

0300kPa

k2查表得20.5

2加权平均数

2118.50.417.704.119.608.519.7311.5019.71820.055.5 4819.55KN/mh48m40m按40m算

R20.70.723002.519.55(403)2125.242kPa

得P(5.034866.841.772125.242)9949.76kN 桩的根数估算可用公式nn1.2N, 取1.2 P12600007.2368（根）

9949.76设两排，总共16根 桩布局如下图

三．桩基位移及内力计算

1.桩的各计算参数确定

桩的计算长度：b1KK0Kd 查表K为2.9 K0=1+

b10.9(1d)K

1b\'L10.454Kb\'0.450.94

0.6h10.632.81d得b10.92.80.942.115m

hm2(d1)2(1.81)5.6m，在hm深度内有三种土层:h10.4m,h24.1m,h31.1m。

m1h12m2(2h1h2)h2m3(2h12h2h3)h3地基土比例系数：m 2hm查阅资料，内差得m19.5,m23,m315.4 9.50.42320.0915.411.114 m7426kN/m25.6EI0.67EhIh0.672.81071.84649.65106KNm2

2.桩的变形系数计算

5mb1574262.1150.277 EI9.65106桩在最大冲刷线以下深度为48m，则h0.2774813.2962.5为弹性桩

(0)(0)(0)(0),QMMQ,MM3.单位“力”作用局部冲刷线处，桩在该处变为QQ计算

因为桩底土为非岩类土，且h13.2962.5，所以Kh0，按h4.0查表

(0)QQB3D4B4D312.441511.1910mKN 336EIA3B4A4B40.2779.6510B3C4B4C312.4412.19106mKN1 226EIA3B4A4B30.2779.65101A3C4A4C31.751610.6610mKN 26EIA3B4A4B30.2779.6510(0)QM(0)MM4.单位“力”作用桩顶时桩顶变位HH、HMMH、MM计算

l0是地面线以上桩柱自由长度，为10m。

(0)(0)(0)HHQQ;HMMHQM;MMMM

5.桩顶发生单位变化时桩顶产生内力

1、

2、

3、4计算

1，则C0moh 2m0为桩底面地基土的竖向比例系数，桩底地基土IL0.03,所以m019600KNm4 C01960048960400KNm2

htan42.83m2m

A02212.57m2

桩身截面积：

Ad241.8242.54m2

111EAC0A0h10.54812.81072.540.9610612.570.661062.38106234HHMMMH2HHMMMH2HHMMMH2HHMHMM1.191050.661042.191062.191061.191050.661042.191061.191051.191050.661042.1910622.161057.161053.891062

2(Xi为第i根基桩至y轴距离，设两排柱之间的间距为4m)7.承台变位b0、0、0计算

b0NbbHM107.28106600(5.7281066204)a06.5510-4m266621.72810107.2810（5.72810）MH1.7281066204(5.728106600)509.2810rad266621.72810107.2810（5.72810）600003.15103m619.0410 8.桩顶分配作用效应组合设计值Pi，Hi，Mi计算

pib00Xi13.151039.2810522.381067938.737055.27KNHi02036.551042.161059.281057.1610575.04KNMi04039.281053.891066.551047.16105107.99KNM 校

核i：

np4(7938.737055.27)59976KN60000KNnHi875.04600.3KN600KN4pXnM4(7938.737055.27)8(107.99)6203.766iii29.局部冲刷线处桩柱变位计算

0）(0)（0）(0)X0H0（QQM0QQHiQQMiQQ56475.041.1910107.992.19106.56510mm

0）(0)（0）(0)0(H0（MQM0MM)HiMQMiMM75.042.19106107.990.661069.3110rad510.局部冲刷线一下深度Z处桩身各截面内力计算

Mz2EI(X0A30B3M0H012CD)EIXAEIBMCH0D33303030323EIEI计算得：2EIX00.27729.651026.565104486.1

EI00.2779.65102(9.31105)248.86 1H075.04270.9

0.277则Mz486.10A3248.86B3107.99C3270.9D3

桩身截面配筋只需弯矩，不会发生剪切破坏，在此只计弯矩。

由表可知，最大弯矩设计值为Md134.9783KNm，Z5.31m

其轴向力设计值

qAP2.842571KNm11NdP(qZUZ)

227938.73(0.5715.310.55.97625.31)7144.5KN根据Md和Nd按偏心受压构件进行配筋设计。11.桩柱顶水平位移验算

X00(h1h2)0 0H1M外233(nhh)nhh(hh)h2nh1(2h2h1)122112E1I132EI11式中

h1h20，所以00，故X00.657mm

水平位移容许值5.0L34.6，所以满足要求.纵向钢筋采用HRB335级钢筋，f\'sd280Mpa，5.1，fcdMpa，01。

混凝土保护层厚度采用70mm，采用28钢筋，外径为31.6mm。

Md134.9783KNm Nd7144.5KN

rs900(7031.6/2)814.2mmrs0.905r48L0/D26.671.8h0rrs1714.2mmg

11(L0/h)2121400e0/h010.22.7e0/h00.23011.150.01L0/h0.96316.001336002()0.2300.96318.89180014001714.2

计算偏心距

\'e0e0113.34mm

设值=0.8 查表得 A2.1234,B0.5898,C1.6381,D1.1212\' fcdAeoBr11.5(2.1234113.340.5898900)0\'fsdDgrCeo280(1.12120.9059001.6381113.34)混凝土足以承担拉力，故纵向钢筋按构造配筋

四．桩基配筋计算

AS/r20.5%

rs814.2mm As10407mm2

查表，选择1828，As2554210407mm2

纵筋间距：2rs/n284.1mm

实际配筋率 As/r20.53%0.5%

0Nd7144.5KN

fcd(r2AS)11.5106(2.54340.0104)29130KN7144.5KN

计算结果表明，截面抗压承载力满足要求，结构是安全的。桩身每2m设置25普通箍筋，在桩身顶部以及桩身底部布置间距为200cm8螺旋箍筋。

五．参考文献

桥梁墩台与基础工程 盛洪飞 哈尔滨工业大学出版社

钢筋混凝土及预应力混凝土桥梁结构设计原理 人民交通出版社

**第二篇：基础工程课程设计**

独立基础课程设计

一、设计资料

10号A轴柱底荷载： ①柱底荷载效应标准组合值：

FK1598KN,MK365KNm,Vk120KN;② 柱底荷载效应基本组合值：

F2078KN,M455KNm,V156KN。持力层选用 ③ 号粘土层，承载力特征值

fak180KPa，框架柱截面尺寸500mm500mm，室外地坪标高同自然地面，室内外高差450mm。

二、独立基础设计

1、选用基础材料：C30混凝土，HRB335钢筋，预计基础高度0.8m。

2、基础埋深选择：根据任务书要求和工程地质资料，第一层土：杂填土，厚0.5m，含部分建筑垃圾;

第二层土：粉质粘土，厚1.2m，软塑，潮湿，承载力特征值

第三层土：粘土，厚1.5m，可塑，稍湿，承载力特征值

第四层土：全风化砂质泥岩，厚2.7m，承载力特征值

地下水对混凝土无侵蚀性，地下水位于地表下1.5m。

取基础底面高时最好取至持力层下0.5m，本设计取第三层土为持力层，所以考虑

取室外地坪到基础底面为0.5+1.2+0.5=2.2m。由此得基础剖面示意图如下：

ffak130KPa;180KPa;

akfak240KPa;

3、求地基承载力特征值

fa

根据粘土e=0.58,IL0.78,查表2.6得b0.3,d1.6

基础以上土的加权平均重度 m180.5201100.29.40.516.23KN/3

m2.2 持力层承载力特征值

fa（先不考虑对基础宽度修正）

fafakd(d0.5)1801.616.23(2.20.5)224.15KPa

m（上式d按室外地面算起）

4、初步选择基础尺寸

取柱底荷载标准值：Fk1598KN,MK365KNm,Vk120KN

计算基础和回填土重Gk时的基础埋深d(2.22.65)2.425m

基础底面积：

12A0fdaGFk159828.75m

224.150.7101.72520

由于偏心不大，基础面积按20％增大，即：

A1.2A01.28.7510.08m2

2初步选定基础底面面积Alb3.82.810.64m，且b=2.1m0，满足要求。

基地最大压力：

P6ekkFkGkmaxA(110.6456l)1598441.(1630..8216)

260.1KPa1.2fa(268.98KPa)

所以，最后确定基础地面面积长3.8m。宽2.8m。

6、计算基底净反力

取柱底荷

载

效

应

基

本

组

合设

计

值F2078KN,M455KNm,V165KN.净偏心距

e4551560.n,0MN207880.28m

基础边缘处的最大和最小净反力 ：

Pn,maxF16en,02078n,minlb(l)(160.28)281.64KPa3.82.83.8108.96KPa

7、基础高度

柱边基础截面抗冲切验算（见图2）

：

l3.8m,b2.8m,atbc0.5m,ac0.5m.初步选定基础高度h800mm,分两个台阶，每阶高度均为400mm的。h0800(4010)750mm（有垫层）。

aa2h0.520.752m0，满足要求。

kmin

基地最大压力：

Al14.44.8229.9KPa1.2fa1.2224.15268.98KPaPkmaxG6e2205597.660.145F(1)(1)kkk

所以，最后确定基础地面面积长4m；宽3.6m。

3、计算基底净反力

取柱底荷载效应 基本组合设计值：

F2866KN,M402KNm,V153KN.净偏心距 ： en,0M4021530.80.183m N2866 基础边缘处的最大和最小净反力 ：

Pn,maxn,minF16en,0286660.183244.56KPa ()(1)153.50KPalbl4.03.64.84、基础高度

柱边基础截面抗冲切验算（见图3）

l4.0m,b3.6m,atbc0.5m,ac0.5m.初步选定基础高度h800mm,分两个台阶，每阶高度均为400mm的。h0800(4010)750mm（有垫层）。

aa2hbt00.520.752mb3.6m

取ab2m

atamnab250020241250mm

2P取Pn，max244.56KPa

冲切力：

因 b2.8mbc2h00.520.752m（即：冲切在地面范围内）

FlblatPn,max[(h0)b(bch0)]2222223.60.534.00.5244.56[(0.75)3.6(0.75)]2222723.90KN抗冲切力：

0.7hp ftamh00.71.01.43101.250.75938.44KN732.90KN39

满足要求！

5、变阶处抗冲切验算

atb11.5m,a12.0m,h0140050350mm

abat2h011.520.352.2mb3.6m

取ab=2.2m

ama1.52.2a1.85m t2b冲切力：

Flbb1la1Pn,max[(h01)b(h01)]2222223.60.54.02281.64[(0.35)3.6(0.35)]2222452.44KN抗冲切力：

0.7hpftamh010.71.01.43101.850.35648.15KN452.44KN3满足要求。

6、由任务书得：10号C 轴柱子基底荷载为 ：

C轴：Fk1727KN,Mk428KNm,Vk114KN;

试取

A\'0lb43.614.4m 由A轴计算得持力层承载力特征值：

2f224.15KPa a12计算基础和回填土重Gk时的基础埋深d(2.22.65)2.425m 基础底面积：

17272 9.46mA0faGd224.150.7101.72520Fk

由于偏心不大，基础面积按20％增大，即：

A1.2A01.29.4611.35m2 初步选定基础底面面积Alb3.8311.4m，且b=3m不需再对进行修正。

7、验算持力层地基承载力

回填土和基础重：

faGkGdA(0.7101.72520)11.4473.1KN

4281140.8lMk

偏心距： ek0.236m0.633m

6FkGk1727473.10

P>0，满足要求。

kmin

基地最大压力：

Al11.43.8264.91KPa1.2fa1.2224.15268.98KPaPkmaxG6e1727473.1060.236F(1)(1)kkk

所以，最后确定基础地面面积长3.8m；宽3.0m。

8、计算基底净反力

取柱底荷载效应 基本组合设计值：

F2245KN,M557KNm,V149KN.净偏心距 ： en,0M5571490.80.301m N2245 基础边缘处的最大和最小净反力 ：

Pn,maxn,minF16en,0224560.301290.52KPa ()(1)103.34KPalbl3.83.03.89、基础高度

柱边基础截面抗冲切验算（见图3）

l3.8m,b3.0m,atbc0.5m,ac0.5m.初步选定基础高度h800mm,分两个台阶，每阶高度均为。h800(4010)750mm（有垫层）0400mm的。

aa2hbt00.520.752mb3.0m

取ab2m

atamnab250020241250mm

2P取Pn，max290.52KPa

冲切力：

因 b3.0mbc2h00.520.752m（即：冲切在地面范围内）

FlblatbPn,max[(h0)b(ch0)]2222223.00.53.80.5290.52[(0.75)3.0(0.75)]2222711.77KN抗冲切力：

0.7hpftamh00.71.01.431031.250.75938.44KN711.77KN满足要求！

10、变阶处抗冲切验算

atb11.5m,a12.0m,h0140050350mm

abat2h011.520.352.2mb3.0m

取ab=2.2m

atamab21.52.21.85m

冲切力：

FlPn,max[(bla1h01)b(b1h01)]222222290.52[(3.00.53.820.35)3.0(0.35)]2222432.87KN抗冲切力：

0.7hpftamh010.71.01.43101.850.35648.15KN432.87KN3 满足要求。

根据以上计算，可以绘制出基础平面布置图和A轴柱子基础大样图。见基础平面布置图。

**第三篇：基础工程课程设计-**

基础工程灌注桩课程设计

本工程是办公大楼，上部结构采用框架结构体系，基础拟采用桩基础。根据工程场地《岩土工程勘察报告》，地基土层依次为素填土、粉质粘土、淤泥质填土、粉土，均在地下水位以上。地下有四种土层，考虑地质特征、荷载加载情况及柱网尺寸较大，土层分布不均匀，混凝土预制桩的预制长度较难掌握，故可以选择灌注桩基础为基础形式。根据《建筑桩基技术规范》（JGJ94-2024），选用内夯沉管灌注桩，单打法施工，与一般钻孔灌注桩比，沉管灌注桩避免了一般钻孔灌注桩桩尖浮土造成的桩身下沉，持力不足的问题，同时也有效改善了桩身表面浮浆现象。另外，这种桩的施工设备简单，沉桩进度快，成本低，该工艺

也更 节省材料，用钢量较省。1.1 设计题目

本次课程设计的题目：灌注桩基设计。

一、1.2设计荷载（○C○3桩）

柱底荷载效应基本组合值如下。

F4681.4kN，Mx72.8kNm，Vx-0.2kN，My0.2kNm，Vy138.3kN

柱底荷载效应标准组合值如下。

Fk3467.7KN，Mxk53.9kNm，Vxk-0.15kN，Myk0.15kNm，Vyk102.4kN1.3底层条件及其参数

底层条件及其参数详见桩基任务书。1.4灌注桩基设计

根据工程场地的《岩土工程勘察报告》，建筑物基础设计方案采用混凝土沉管灌注桩，结合各土层物理力学性质和具体工程地质条件，具体设计方案如下：室外地坪标高为-0.30m，自然地面标高同室外地坪标高。因该建筑桩基属丙级建筑桩基，拟采用直径为600mm的圆形混凝土沉管灌注桩。选择④号的粉土层作为桩基础的持力层。桩端伸入持力层2.15m（3d~10d=1800~6000mm），设计桩长为13.0m，预制桩尖长0.5m。初步设计承台高1.0m，承台地面埋置深度-1.70m，桩顶伸入承台50mm。1.4.1单桩承载力计算 根据以上设计，桩顶标高为-1.65m,桩底标高为-14.65m，桩长为13m。1.单桩竖向极限承载力特征值计算

114003.140.63.140.60.3112268.5112.1533809.6kN42RaqpaApupqsiali2.桩数确定

根据上部荷载初步估计桩数为

n则设计桩数为5根。1.4.2桩基的验算

Fk3467.74.3 Ra809.6

根据《建筑桩基技术规范》（JGJ94-2024）,当按单桩承载力特征值进行计算时，荷载应取其效应的标准组合值。由于桩基所处场地的抗震设防烈度为7度，且场地内无可液化砂土、粉土问题，因此可不进行地震效应的竖向承载力验算。

根据桩数设计矩形承台，边长为3.8m3.8m，边桩的中心距为2.6m，桩心至承台边缘为600mm（见图1）。

承台及其上填土的总重为

Gk3.83.81.720490.96kN

计算时取荷载的标准组合，则

FkGk3467.7490.96791.732kNRa823.3kN，n5Qkmax53.9-0.1511.30.15102.411.3MxymaxMyxmaxQ791.732kQkmin41.3241.32yi2xi2821.8kN1.2Ra1.2823.3987.96kN761.7kN0Qk满足设计要求，可知此初步设计是合理的。1.4.3承台设计

根据以上桩基设计及构造要求，承台尺寸为3.8m3.8m，初步设计承台厚1.0m（见图2），承台混凝土选用C30，ft1.43N/mm2,fc14.3N/mm2。承台钢筋选用HRB335级，fy300N/mm2。1.承台内力计算——采用荷载效应基本组合值

承台内力计算采用荷载效应基本组合值，基桩净反力设计值为

NmaxFMxXiMyYi4681.472.8-0.211.30.2138.311.3976.87kN2222Nminnxiyi541.341.3895.69kN

NF4681.4936.28kN。n5 2.承台厚度及受冲切承载力验算

为防止承台产生冲切破坏，承台应具有一定的厚度，初步设计承台厚1.0m，承台保护层厚40mm，则ho100040960mm。分别对柱边冲切和角桩冲切进行计算，以验算承台厚度的合理性。

由于桩基为圆形桩，计算时应将截面换算为方桩，则换算方桩截面边宽为

bp0.8d0.8600480mm

图2所示承台计算简图中的基桩是换算后边长为480mm的方桩。（1）.柱对承台冲切

承台受桩冲切的承载力应满足下式：

Fl2oxbcaoyoyhcaoxhpftho

由于FlFNi4681.4936.283745.12kN，则冲跨比为

oxaox8600.895 8（在0.25~1.0之间）ho960

oy冲切系数为

oxaoyho8600.89589600.840.840.766

ox0.20.89580.oy0.840.840.766

oy0.20.89580.2h800,hp1.0;h2024,hp0.9 内插可得

hp1.0-1.0-0.9(100-0800)0.98

4200-08002oxbcaoyoyhcaoxhpftho5215.1kNFl3745.12kN

20.7660.40.860.7660.40.860.98414300.96 故厚度为1.0m的承台能够满足柱对承台的冲切要求。（2）.角桩冲切验算

承台受角桩冲切的承载力应满足下式：

a1ya1x

Nl1xc221yc12hpftho

\'由于NiNmax976.87kN,从角桩内边缘至承台外边缘距离为

c1c20.84m,a1xa1y0.86m，1x1ya1x0.86，0.895（在80.25~1.0之间）

ho0.960.560.560.511，1x0.20.89580.2

1x1ya1ya1xcc1x21y12hpftho20.98414300.9（0.840.86/2）0.511（0.840.86/2）

0.5111698.5kNNmax976.87kN故厚度为1.0m的承台能满足角桩对承台的冲切要求。

3.承台受剪承载力计算 剪跨比与以上冲垮比相同。

承台剪切破坏发生在柱边与桩便连线所形成的斜截面处，对于I-I截面，oxoy剪切系数为

1.751.01.750.923

0.89581.08600.8958（介于0.3~3之间）960受剪切承载力高度影响系数为

hs(800/ho)I-I截面剪力为

V2Nmax2976.871953.74kN 则

0.25(800/960)0.250.955

hsftbho0.9550.9233.814300.964598.3kN2Nmax2976.871953.74kN故承台能满足抗剪切的要求。

4.承台受弯承载力计算

\'对于I-I截面，取基桩净反力最大值Nmax976.87kN进行计算，则

MxNiyi2976.87（1.3-0.2）2149.1kNm，Mx2149.1106

As8291mm.32

0.9fyho0.9300960因此，承台长边方向选用B22@180，钢筋数n=3800/180+1=23，实际配筋As23380.1

8742.3mm2，满足要求。沿平行y轴方向均匀布置。

\'对于Ⅱ—Ⅱ截面，取基桩净反力最大值Nmax976.87kN进行计算，则

MyNixi2976.87（1.3-0.2）2149.1kNm，2149.1106

As8291mm.32

0.9fyho0.9300960因此，承台长边方向选用B22@180，钢筋数n=3800/180+1=23，实际配筋

MyAs23380.1

8742.3mm2，满足要求。沿平行x轴方向均匀布置。

5.承台构造设计

混凝土桩顶伸入承台长度50mm，两承台之间设置连系梁，梁顶面标高-0.7m,与承台顶齐平。

梁高

h0.5m h(1/10~1/15)4.5或h(1/10~1/15)6.0即h0.3~0.6m取取梁宽b=0.3m 按构造要求：

N11Fmax4681.4468.14kN 1010按轴心受拉计算时：

ASN/fy468.14103/3001560.5mm2 采用8B16 As1608.8mm2 钢筋锚入承台长度计算：

lafyftd0.1430016469.9mm,取la470mm 1.43箍筋采用A8@200。承台底做100mm厚C10素混凝土垫层，垫层挑出承台边缘100mm 桩身结构设计

沉管灌注桩和预制桩尖选用C30混凝土，钢筋选用HRB335级。1.单桩配筋

桩身按构造要求配筋，桩身配10B12纵向钢筋，As1131mm2，则桩身的配筋率为

gAs11310.4% A1/43.146002满足0.2%~0.65%之间的要求。

验算配筋：

桩身截面尺寸 直径600mm, 混凝土C30 经比较桩©为最不利桩，有

MMy0.2kNm;HVy126.5kNm

根据灌注桩周土层的类别，土的地基抗力的比例系数m以主要影响深度

hm2(d1)米范围内的m平均值作为m的计算值。

hm2(d1)2(0.61)3.2m，在3.2m深度范围内存在三种不同土层，故土的地基抗力比例系数为：

2m[m1h12m2(2h1h2)h2m3(2h12h2h3)h3]/hm[4.50.3210.0（20.32）4.5（20.3220.9）0.9]/3.224.75MN/m4圆形桩桩身的计算宽度为

b00.9(1.5d0.5)0.9(1.50.60.5)1.26 m对C30混凝土，有

Ec3.0104N/mm2 对HRB335级钢筋，有

Es2.0105N/mm2 扣除保护层厚的桩直径为：

d00.6-0.040.56m 桩身换算截面受拉边缘的截面模量为

W0d

53.140.62.01023[0.622(-1)0.4%0.56]0.0220m323.0104[d22(E-1)gd02]

I0W0d/20.02200.6/26.610-3m4

EI0.85EcI00.853.01046.610-316.83MNm2 则

桩的变形系数

桩顶荷载 M0mb054.751.260.513 EI168.3M0.2/50.04kNm nV

H0126.5/525.3kN

n故

CIM00.5130.04/25.30.000392 H023.437694.59637(0.033810.000811)18.258

0.033810.144791.41.3(0.033-80.10008111.)361

h1.3

0.033810.14479查表得 C23.43769故桩身最大弯矩深度为：Zmax桩身最大弯矩：

h1.3612.65m 0.513

MmaxCM018.2580.040.73kNm

按上述配构造配筋的10B12纵向钢筋，As1131mm2 能承担的弯矩M0.9fyh0As 0.93005601131171kNm0.73kNm。

故上述配筋满足要求。

1.桩身轴向承载力验算

根据《建筑桩基技术规范》（JGJ 94-2024）第5.8.2条规定，桩顶轴向压力应符合下列规定：

NmaxcfcAps

FG(MxVxh)ymax(MyVyh)xmaxNmaxnyi2xi24681.41.2490.96（72.8-0.21.0）1.3（0.213.831.0）1.3541.3241.32

1049.7kN

计算桩身轴心抗压强度时，一般不考虑压屈影响，故取稳定系数1；对于灌注桩，基桩施工工艺系数c0.7；C30混凝土 fc14.3N/mm2，则

cfcA1.00.714.31061/43.140.622828.8kNNmax（1094.7kN）

故桩身轴向承载力满足要求。

2.桩身水平承载力验算

由设计资料得桩低传至承台顶面的水平荷载标准值为：

222Hyk(-0.15)102.42102.4kN

HKHxk每根基桩承受水平荷载为

HikHk102.4/520.48kN n对于配筋率小于0.65%的灌注桩，单桩水平承载力特征值按下式计算：

RHa0.75mft0m(1.2522g)(1NNk)mftAn桩身为圆形截面，故m2,N0.5。

0.513

Ec3.0104N/mm2

Es2.0105N/mm2g0.4% 桩顶最大弯矩系数m取值：由于桩的入土深度h=13m,桩与承台为固接，h0.513136.6694,取h4,查表得m0.926。

And24[1(E-1)g]40.62[1(202 m-1)0.4%]0.2893NK取在荷载效应标准组合下桩顶的最小竖向力（用该值计算所得单桩水平承载力特征值最小），有前面计算得Nk761.7kN,则

单桩水平承载力特征值：

RHa0.75mft0m(1.2522g)(1NNk)mftAn0.750.51321.431060.02200.9260.5761.7103（1.25220.004）（1）51097N51.1kNHik(20.48kN)621.43100.289故桩身水平承载力满足要求。3.配筋长度计算

配筋长度应不小于桩长的2/3(即2/3×13=8.67m)，同时不宜小于4.0/4.0/0.5137.797m，则配筋长度取9.0m。由于9.0m没有穿过淤泥质土层，故钢筋应通长布置。钢筋锚入承台35倍主筋直径，即3512420mm。4.箍筋配置

箍筋采用A8@200mm螺旋式箍筋，且在桩顶以下5d50.63m范围内箍筋加密，间距为100mm。由于钢筋笼长度超过4m,每隔2m设一道A8@2024焊接加劲箍筋。

二、1.2设计荷载（○D○3桩）

柱底荷载效应基本组合值如下。

F3635.3kN，Mx72.7kNm，Vx-10.9kN，My11.7kNm，Vy138.2kN

柱底荷载效应标准组合值如下。

Fk2692.8kN，Mxk53.85kNm，Vxk-8.07kN，Myk8.67kNm，Vyk102.4kN1.3底层条件及其参数

底层条件及其参数详见桩基任务书。1.4灌注桩基设计 根据工程场地的《岩土工程勘察报告》，建筑物基础设计方案采用混凝土沉管灌注桩，结合各土层物理力学性质和具体工程地质条件，具体设计方案如下：室外地坪标高为-0.30m，自然地面标高同室外地坪标高。因该建筑桩基属丙级建筑桩基，拟采用直径为500mm的圆形混凝土沉管灌注桩。选择④号的粉土层作为桩基础的持力层。桩端伸入持力层1.95m（3d~10d=1800~6000mm），设计桩长为13.0m，预制桩尖长0.5m。初步设计承台高0.9m，承台地面埋置深度-1.50m，桩顶伸入承台50mm。1.4.1单桩承载力计算

根据以上设计，桩顶标高为-1.45m,桩底标高为-14.45m，桩长为13m。1.单桩竖向极限承载力特征值计算

114003.140.53.140.50.5112268.5111.9533612.8kN42RaqpaApupqsiali2.桩数确定

根据上部荷载初步估计桩数为

n则设计桩数为5根。1.4.2桩基的验算

根据《建筑桩基技术规范》（JGJ94-2024）,当按单桩承载力特征值进行计算时，荷载应取其效应的标准组合值。由于桩基所处场地的抗震设防烈度为7度，且场地内无可液化砂土、粉土问题，因此可不进行地震效应的竖向承载力验算。

根据桩数设计矩形承台，边长为3.2m3.2m，边桩的中心距为1.5m，桩心至承台边缘为500mm（见图1）。

承台及其上填土的总重为

Gk3.23.21.520307.2kN

计算时取荷载的标准组合，则

QkFkGk2692.8307.2600kNRa612.8kN n5Fk269.824.4 Ra61.28Qkmax53.85-8.070.91.18.67102.40.91.1MxymaxMyxmaxQ612.8k2222Qkminyx41.141.1ii646.3kN1.2Ra1.2612.8735.36kN519.3kN0满足设计要求，可知此初步设计是合理的。

1.4.3承台设计

根据以上桩基设计及构造要求，承台尺寸为3.2m3.2m，初步设计承台厚0.9m（见图2），承台混凝土选用C30，ft1.43N/mm2,fc14.3N/mm2。承台钢筋选用HRB335级，fy300N/mm2。1.承台内力计算——采用荷载效应基本组合值

承台内力计算采用荷载效应基本组合值，基桩净反力设计值为

NmaxFMxXiMyYi3635.372.7-10.90.91.111.7138.20.91.1772.28kNNminnxi2yi2541.1241.12681.84kN

NF3635.3727.06kN。n5 2.承台厚度及受冲切承载力验算

为防止承台产生冲切破坏，承台应具有一定的厚度，初步设计承台厚0.9m，承台保护层厚40mm，则ho90040860mm。分别对柱边冲切和角桩冲切进行计算，以验算承台厚度的合理性。

由于桩基为圆形桩，计算时应将截面换算为方桩，则换算方桩截面边宽为

bp0.8d0.8500400mm

图2所示承台计算简图中的基桩是换算后边长为400mm的方桩。（1）.柱对承台冲切

承台受桩冲切的承载力应满足下式：

Fl2oxbcaoyoyhcaoxhpftho, 由于FlFNi3635.3727.062908.24kN，则冲跨比为

oxaox7000.814（在0.25~1.0之间）ho860

oy冲切系数为

oxaoyho7000.8141

8600.840.840.828

ox0.20.8140.2

oy0.840.840.82 8

oy0.20.8140.2h800,hp1.0;h2024,hp0.9 内插可得

hp1.0-1.0-0.9(90-0800)0.99 2

200-08002oxbcaoyoyhcaoxhpftho4444.56kNFl2908.24kN

20.8280.40.700.8280.40.700.99214300.86 故厚度为0.9m的承台能够满足柱对承台的冲切要求。

（2）.角桩冲切验算

承台受角桩冲切的承载力应满足下式：

a1ya1xcc

Nl1x221y12hpftho

\'由于NiNmax772.28kN,从角桩内边缘至承台外边缘距离为

c1c20.70m,a1xa1y0.70m，1x1ya1x0.700.25~1.0之间），0.81（在4ho0.860.560.56，0.5521x0.20.8140.2

1x1ya1ya1xcchpftho1x21y1220.99214300.86

（0.700.70/2）0.552（0.700.70/2）

0.5521414.2kNNmax772.28kN故厚度为0.9m的承台能满足角桩对承台的冲切要求。

3.承台受剪承载力计算 剪跨比与以上冲垮比相同。

承台剪切破坏发生在柱边与桩便连线所形成的斜截面处，对于I-I截面，oxoy剪切系数为

700（介于0.3~3之间）0.814860

1.751.01.75 0.9650.8141.0受剪切承载力高度影响系数为

hs(800/ho)I-I截面剪力为

V2Nmax2772.281544.56kN 则

0.25(800/860)0.250.982

hsftbho0.9820.9653.214300.863729.3kN2Nmax2772.281544.56kN故承台能满足抗剪切的要求。

4.承台受弯承载力计算

\'对于I-I截面，取基桩净反力最大值Nmax772.28kN进行计算，则

MxNiyi2772.28（1.1-0.2）1390.1kNm，Mx1390.1106

As5986.7mm2

0.9fyho0.9300860因此，承台长边方向选用B20@170，钢筋数n=3200/170+1=20，实际配筋As20314.26284mm2，满足要求。沿平行y轴方向均匀布置。

\'对于Ⅱ—Ⅱ截面，取基桩净反力最大值Nmax772.28kN进行计算，则

MyNixi2772.28（1.1-0.2）1390.1kNm，1390.1106

As5986.7mm2

0.9fyho0.9300860因此，承台长边方向选用B20@170，钢筋数n=3200/170+1=20，实际配筋

mm2，满足要求。沿平行x轴方向均匀布置。As20314.26284My5.承台构造设计

混凝土桩顶伸入承台长度50mm，两承台之间设置连系梁，梁顶面标高-0.6m,与承台顶齐平。

梁高 h(1/10~1/15)4.5或h(1/10~1/15)6.0即h0.3~0.6m取h0.5m

取梁宽b=0.3m 按构造要求：

N11Fmax4681.4468.14kN 1010按轴心受拉计算时：

ASN/fy468.14103/3001560.5mm2

采用8B16 As1608.8mm2 钢筋锚入承台长度计算：

lafyftd0.1430016469.9mm,取la470mm 1.43箍筋采用A8@200。承台底做100mm厚C10素混凝土垫层，垫层挑出承台边缘100mm 桩身结构设计

沉管灌注桩和预制桩尖选用C30混凝土，钢筋选用HRB335级。1.单桩配筋

桩身按构造要求配筋，桩身配8B12纵向钢筋，As904mm2，则桩身的配筋率为

gAs9040.46% 2A1/43.14500满足0.2%~0.65%之间的要求。

验算配筋：

桩身截面尺寸 直径500mm, 混凝土C30 下面对桩身配筋率进行验算。

经比较，选取最不利组合，荷载M11.7kNm，H138.2kN

根据灌注桩周土层的类别，土的地基抗力的比例系数m以主要影响深度

hm2(d1)米范围内的m平均值作为m的计算值。

hm2(d1)2(0.51)3.0m，在3.0m深度范围内存在三种不同土层，故土的地基抗力比例系数为：

2m[m1h12m2(2h1h2)h2m3(2h12h2h3)h3]/hm[4.50.5210.0（20.52）4.5（20.5220.5）0.5]/3.024.83MN/m4圆形桩桩身的计算宽度为

b00.9(1. m5d0.5)0.9(1.50.50.5)1.125对C30混凝土，有

Ec3.0104N/mm2 对HRB335级钢筋，有

Es2.0105N/mm2 扣除保护层厚的桩直径为：

d00.5-0.040.4m6 桩身换算截面受拉边缘的截面模量为

W0d

53.140.52.010[0.522(-1)0.46%0.462]0.0128m34323.010[d22(E-1)gd02]

I0W0d/20.01280.5/23.210-3m4

EI0.85EcI00.853.01043.210-381.6MNm2 则

桩的变形系数

5

桩顶荷载 M0mb054.831.1250.58 2EI81.6M11.7/52.34kNm nV

H0138.2/527.64kN

n故

CIM00.5822.34/27.640.049 3H023.43769-3.87572(0.0493-0.03381)22.007

0.24563-0.033811.31.2(0.04-90.3033811).293

h1.3-

0.245-603.03381查表得 C23.43769故桩身最大弯矩深度为：Zmax桩身最大弯矩：

h1.2932.22m 0.582

MmaxCM022.0072.3451.5kNm

按上述配构造配筋的10B12纵向钢筋，As1131mm2 能承担的弯矩M0.9fyh0As

0.93005601131171kNm51.5kNm。

故上述配筋满足要求。

2.桩身轴向承载力验算

根据《建筑桩基技术规范》（JGJ 94-2024）第5.8.2条规定，桩顶轴向压力应符合下列规定：

NmaxcfcAps

Nmax

FG(MxVxh)ymax(MyVyh)xmax2nyixi2 3635.31.2307.2（72.7-10.90.9）1.1（11.7138.20.9）1.1541.1241.12

846.0kN

计算桩身轴心抗压强度时，一般不考虑压屈影响，故取稳定系数1；对于灌注桩，基桩施工工艺系数c0.7；C30混凝土 fc14.3N/mm2，则

cfcA1.00.714.31061/43.140.521964.5kNNmax（846.0kN）

故桩身轴向承载力满足要求。

3.桩身水平承载力验算

由设计资料得桩低传至承台顶面的水平荷载标准值为：

222Hyk(-8.07)102.42102.7kN

HKHxk每根基桩承受水平荷载为

HikHk102.7/520.54kN n对于配筋率小于0.65%的灌注桩，单桩水平承载力特征值按下式计算：

RHa0.75mft0m(1.2522g)(1NNk)mftAn桩身为圆形截面，故m2,N0.5。

0.582

Ec3.0104N/mm2

Es2.0105N/mm2g0.46% 桩顶最大弯矩系数m取值：由于桩的入土深度h=13m,桩与承台为固接，h0.582137.5664,取h4,查表得m0.926。

And24[1(E-1)g]40.52[1(202-1)0.46%0].201 m3NK取在荷载效应标准组合下桩顶的最小竖向力（用该值计算所得单桩水平承载力特征值最小），有前面计算得Nk681.84kN,则

单桩水平承载力特征值：

RHa0.75mft0m(1.2522g)(1NNk)mftAn0.750.58221.431060.01280.9260.5681.84103（1.25220.0046）（1）37145N37.145kNHik(20.54kN)621.43100.201故桩身水平承载力满足要求。3.配筋长度计算

配筋长度应不小于桩长的2/3(即2/3×13=8.67m)，同时不宜小于4.0/4.0/0.5137.797m，则配筋长度取9.0m。由于9.0m没有穿过淤泥质土层，故钢筋应通长布置。钢筋锚入承台35倍主筋直径，即3512420mm。4.箍筋配置

箍筋采用A8@200mm螺旋式箍筋，且在桩顶以下5d50.63m范围内箍筋加密，间距为100mm。由于钢筋笼长度超过4m,每隔2m设一道A8@2024焊接加劲箍筋。1.4.5 估算○A○7与○B○7柱下桩数

1.桩数估算

设计○A○7与○B○7柱下桩基础的方法与○C○3柱下相同。A○7柱下荷载标准值为 ○Fk2733.4kN,Mxk-44.8kN,Vxk6.07kN,Myk-6.52kN,Vyk-92.67kN 桩径600mm,桩尖进入持力层1.95m 基桩竖向极限力特征值R801.35kN 初步估计桩数为

nFk2733.43.4 R801.35则○A○7柱下设计桩数为4根。B○7柱下荷载标准值为 ○Fk3382.3kN,Mxk-45.78kN,Vxk0.15kN,Myk-0.15kN,Vyk-93.7kN 桩径500mm,桩尖进入持力层1.95m 基桩竖向极限力特征值R612.98kN 初步估计桩数为

nFk3382.35.5 R612.98则○B○7柱下设计桩数为6根。2.承台平面尺寸确定

根据估算的桩数和承台构造要求，设计○A○7柱下承台平面尺寸为3.0m3.0m，桩最小中心距为1.8m,桩心与承台边缘距离0.6m;○B○7柱下承台平面尺寸为2.5m4.0m，桩最小中心距为1.5m,桩心与承台边缘距离0.5m。

**第四篇：基础工程课程设计**

青海大学《土力学与基础工程》课程设计

课程设计计算书

课 程： 《基础工程》 课程设计 设 计 题 目： 独立基础和双柱联合基础

指 导 教 师：

张 吾 渝

专 业 年 级： 2024级土木工程专业

（建筑方向）建筑（1）班

所在学院和系： 土木工程学院 设 计 者： 童 守 珍 学 号： 1000506007 日 期： 2024年5月

青海大学《土力学与基础工程》课程设计

前 言

《基础工程》是《土力学》的后继课程，本课程是一本独立的课程,但是又于《土力学》教材的内容密切结合。我国改革开放以来，大规模的现代化建设的需要以及国际上的科学进步和技术发展，基础工程领域内取得了许多新的成就，在设计与施工领域涌现了许多新成熟的成果和观点。本次课程设计，就是基于这样的基础，在老师以及同学帮助下，我学会了独立基础和双柱联合基础的设计，这队我以后的工作和学习有很大的帮助。

本设计是基础工程课程的一个重要环节，对培养和提高学生的基本技能，启发学生对实际结构工作情况的认识和巩固所学的理论知识具有重要作用。

本设计主要分为三个层次，独立基础的设计及其荷载配筋计算、双柱联合基础的设计及荷载配筋计算，最后是地梁的设计。

由于编者水平，本设计中还存在很多错误和不足，敬请广大老师和读者批评指正。

编 者 2024年5月

青海大学《土力学与基础工程》课程设计

目 录

一、《土力学基础工程》课程设计任务书………………………………… 1 1.工程概况……………………………………………………………… 1 2.地质资料……………………………………………………………… 1 3.上部荷载……………………………………………………………… 1 4.设计要求……………………………………………………………… 1 5.设计步骤……………………………………………………………… 1 二.根据底层柱网平面图可知柱截面尺寸………………………………… 2 三.B-9轴处柱下设计钢筋混凝土独立基础……………………………… 2 3.1 初步确定基础尺寸………………………………………………… 2 3.2 验算荷载偏心距e………………………………………………… 2 3.3 验算基底的最大压力Pkmax………………………………………… 2 3.4 计算基底净反力设计值…………………………………………… 2 3.5 基础高度 ………………………………………………………… 3 3.6 配筋计算 ………………………………………………………… 3 四.钢筋混凝土双柱联合基础设计………………………………………… 5 4.1 确定基底尺寸……………………………………………………… 5 4.2 计算基础内力……………………………………………………… 6 4.3 确定基础高度…………………………………………………………6 4.4 抗冲切承载力验算……………………………………………………6 4.5 抗剪切强度的验算……………………………………………………7 4.6 配筋计算 ……………………………………………………………7 五.柱间地梁设计………………………………………………………………8 5.1 外墙地梁设计…………………………………………………………8 5.2 内墙地梁设计…………………………………………………………9 六.施工图的绘制………………………………………………………………9 七.参考文献……………………………………………………………………9 八.课程设计感想 ……………………………………………………………9

青海大学《土力学与基础工程》课程设计

课程设计计算书任务书

一、《土力学与基础工程》课程设计任务书 1 工程概况：

某中学五层教学楼，全框架结构，底层柱网平面如图所示。2 地质资料：

自上而下：第一层：素填土，厚2.5m，γ17.8kN/m3； 第二层：砂砾石，厚7.0m，γ18.7kN/m3。上部荷载：⑨轴处

3.1 外柱：B轴，基础承受上部荷载M64kNm，F3240kN；

D轴，基础承受上部荷载M109kNm,F2471kN，；

3.2 内柱：C轴，基础承受荷载上部荷载M138kNm，F3055kN。4 设计要求：

4.1 设计柱下钢筋混凝土独立基础、两柱联合基础； 4.2 绘制基础平面布置图、基础详图并编写计算说明书。5 设计步骤：

5.1 根据持力层承载力特征值fak350kPa确定持力层承载力设计值；5.2 按持力层承载力特征值确定基底尺寸； 5.3 基础结构设计；

5.4 必要时验算地基沉降量； 5.5 绘制施工图。设计时间：2024年4月29日～5月15日。

土木工程学院10级建筑（1）班

青海大学《土力学与基础工程》课程设计

PjF3240405kPa

，净偏心距：eM640.019m，F3240bl24基底最大和最小净反力设计值

PjmaxPjminFbl(16el)405(160.0194)416.5kPa393.5kPa 3.5 基础高度

采用C235混凝土，HRB400级钢筋，查得ft1.57N/mm,fy360N/mm2 3.5.1 柱边截面 取h700mm,as40mm,取h0660mm，bc2h00.620.661.92mb2m，P(lachbb2jmax220)b(2c2h0)416.5420.6(20.620.66)2(220.66)2

865.6kN0.7hpft(bch0)h00.71.01570(0.60.66)0.66

913.9kN856.6kN(可以)基础分两阶，下阶h1400mm,h01360mm，取l12m,b11m

，3.5.2 变阶处截面

b12h01120.361.72mb2m，Pllhbb2jmax(21201)b(212h01)冲切力：416.5(42220.36)2(21220.36)2

524.9kN0.7hpft(b1h01)h01抗冲切力：0.71.01570(0.60.36)0.36

538.1kN524.9kN3.6 配筋计算

3.6.1 计算基础长边方向的弯矩设计值，取截面

土木工程学院10级建筑（1）班

青海大学《土力学与基础工程》课程设计

284.4106s1330.2mm2

0.9fyh010.9360660VV截面

V1Pj(bb1)2(2ll1)241405(21)2(242)24168.75kNmsVV168.751061446.7mm2 0.9fyh010.9360360比较s和sV,应按sV配筋，现于4m宽度范围内按构造配1412@250，实配面积为s1582mm2

四.柱下钢筋混凝土双柱联合基础设计 4.1确定基地尺寸（对称）

由架柱梁定位平面可知：l12700mm

1212l0(~)l1(~)2700900mm~1800mm

取l01300mm

3333则ll12l02700213005300mm

k12(F1F2)偏心距：el12.7138109(30552471)1035.4kNm 22k1035.40.187m

F1F230552471F1F2305524712.24m

l(faGd)5.3(514.56202.5)底面宽度为：b因偏心扩大，取b2.43m，不需要进行深度修正 所以基底尺寸为：bl2.4m5.3m

FKGK30552471205.32.42.5持力层强度验算：

5.32.4484.4kPafa514.56kPaPK

土木工程学院10级建筑（1）班

青海大学《土力学与基础工程》课程设计

l(ac2h0)(bc2h0)(0.620.66)(0.620.66)3.686m2bm12(acbc)4h02(600600)46605040mm

FlF1Pjl3055434.43.6861453.8kN

0.7fthpbm1h00.71.431.050406603329.73kNfl1453.8kN

满足4.4.2 变阶处抗冲切验算

l(l12h01)(b12h01)(1.420.36)(1,420.36)4.49m2bm12(l1b1)4h012(14001400)43607040mm

FlF1Pjl3055434.44.491104.5kN

0.7fthpbm1h010.71.431.070403602536.9kNfl1104.5kN

4.5 抗剪切强度验算 4.5.1 柱边抗剪切强度验算

VF1bPcj(l0a2h30551042.6(1.30.60)20.66)698.7kN 0.7fthpbh00.71.431.024006601585.58kNV698.7kN

满足

4.5.2 变阶处抗剪切强度验算

VF11bPj(l0l2h(1.31.401)30551042.620.36)594.5kN 0.7fthpbh010.71.431.02400360864.86kNV594.5kN

满足

4.6 配筋计算 4.6.1 基底纵向钢筋

max880.99106s0.9f6604119.8mm2

yh00.9360

土木工程学院10级建筑（1）班

青海大学《土力学与基础工程》课程设计

实配：220 s628mm2

箍筋

8@10 05.2 内墙地梁设计：l6.9m，设混凝土保护层as35mm

荷载设计值：q1.353.90.27.50.30.62513.97kN/m 弯矩：11ql13.976.9283.14kNm 8883.14106受力筋：s454.16mm2

0.9fyh00.93605650实配：218 s509mm2

箍筋

8@10

六.绘制施工图（附）

包括：基础平面布置图(1:100)

基础详图(1:20)

地梁剖面图(1:10)七.参考文献

[1]华南理工大学 浙江大学 湖南大学.《基础工程》第二版 中国建筑出版社2024 [2]刘立新 叶燕华.《混凝土结构原理》第2版 武汉理工大学出版社 2024 [3]重庆大学 同济大学 哈尔滨工业大学.《土木工程施工》（上册)中国建筑出版社 2024 [4]何斌 陈锦昌.《建筑制图》第五版 高等教育出版社 2024 八.课程设计感想

课程设计任务下发后我们在老师的讲解下开始对本次设计的步骤有了初步了解，之后就是认真反复的复习老师所讲的基础的设计知识，另外又通过网络或者书籍查阅有关规范，有条不紊的开始做设计。首先，我是报的很积极的态度对待本次设计，因为，这样的经历会对今后的毕业设计乃至工作都会有很大的帮助者。所以，我很认真的做每一步，反反复复的修改，一点点的将其输入到电脑里。在做设计期间，遇到很多很多问题，我发现我所学的知识还掌握的不牢固，经过一段时间的努力，本人在张吾渝老师的带领下，在大家的相互帮助下，顺利的完成了本次的《土力学与基础工程》的课程设计。通过此次课程设计我掌握了更多电脑运用的方法和技巧给大四的时候做毕业设计积累了经验, 在此，首先要感谢张吾渝老师在本学期的悉心教诲，感谢她把知识无私的传授给我们，感谢她在本次设计中提供的详细解答，使我对此次课程设计有了更深的了解和掌握。同时，也要感谢许多同学的帮助,对于老师和同学的帮助和指导我表示诚挚的谢意.童守珍

土木工程学院10级建筑（1）班

**第五篇：基础工程课程设计**

08级土木工程专业1、2班基础工程课程设计任务书

————桩基础设计

一、设计资料

1、某建筑场地在钻孔揭示深度内共有6个土层，各层土的物理力学指标参数见表1。土层稳定混合水位深为地面下1.0m，地下水水质分析结果表明，本场地下水无腐蚀性。

建筑桩基设计等级为乙级，已知上部框架结构由柱子传来的荷载（作用在柱底即承台顶面）：

Vk3200kN,Mk400kNm，H = 50kN；

柱的截面尺寸为：400×400mm；

承台底面埋深：d=1.5m。

2、根据地质资料，以第4层粉质粘土为桩尖持力层，采用钢筋混凝土预制桩

3、承台设计资料：混凝土强度等级为C20，轴心抗压强度设计值为fc9600kPa，轴心抗拉强度设计值为ft1100kPa，钢筋采用HRB335级钢筋，钢筋强度设计值fy300N/mm4、《建筑桩基技术规范》(GJG94-2024)

二、设计内容及要求：

1、按照持力层埋深确定桩长，按照长径比40-60确定桩截面尺寸；

2、计算单桩竖向承载力极限标准值和特征值；

3、确定桩数和桩的平面布置图；

4、群桩中基桩的受力验算；

5、软弱下卧层强度验算

6、承台结构计算；

7、承台施工图设计：包括桩的平面布置图，承台配筋图和必要的图纸说明；

8、需要提交的报告：任务书、计算书和桩基础施工图。

注：：

1、计算书打印，按照A4页面，上下左右页边距设置为2.0cm，字体采用宋小四号

2、图纸采用3号图幅，图纸说明即为图中的说明

3、任务书、计算书和桩基础施工图装订成一册

4、将电子稿按班打包交上来，每人的电子稿名称按照学号+姓名命名

计算书

第1页

基础工程课程设计计算书

1、确定桩长和截面面积

以第4层粉质粘土为桩尖持力层，取桩截面尺寸为度为，桩长，设桩端深入持力层深，桩径比为48.75符合要求。

2、计算单桩竖向承载力极限标准值和特征值

标准值的计算：

特征值：

3、确定桩数和桩的平面布置图

（1）初选桩的根数

暂取9根

（2）初选承台尺寸 桩距承台边长

取承台高度为1.1m，桩顶伸入承台50mm，钢筋保护层厚度取70mm，则承台有效高度

5、软弱下卧层强度验算

计算书

第2页

扩散角直线内插

顶面处的附加应力

下卧层顶面处的自重应力

经验算，基础地面尺寸及基础埋深满足要求

计算书

第3页

本DOCX文档由 www.zciku.com/中词库网 生成，海量范文文档任你选，，为你的工作锦上添花,祝你一臂之力！