

# 桩基承台两种设计模式的分析比较

卢波<sup>1</sup>, 龚维明<sup>1</sup>, 袁洪<sup>2</sup>, 戴国亮<sup>1</sup>

(1. 东南大学土木工程学院 南京市 210096; 2. 中交公路规划设计院 北京市 100010)

**摘要:** 目前承台设计可概括为两类,一类是将承台作为受弯构件,按“梁式体系”设计模式进行受弯、受冲切、受剪切承载力计算;另一类建议按“撑系杆体系”进行分析和设计。比较国内外各规范介绍的承台设计方法和研究成果,探讨了桩基承台设计模式的运用和选择。并用例题对这两种设计模式做了对比分析。

**关键词:** 承台; 设计模式; 梁式体系; 撑杆—系杆体系

## 1 国内外现行规范

桩基承台应力分布较为复杂,目前各国规范仅对承台设计做了一些原则性的规定,相互差别较大。从破坏模式和破坏机理来分,可以概况为两类。第一类是把桩承台看作一般受弯构件,根据混凝土结构设计规范进行受弯、受冲切及受剪切承载力计算,但根据承台受冲剪破坏的特点,考虑剪跨比的影响对承载力计算公式进行修正;第二类是根据厚承台空间受力的特点,建议采用撑系杆模型(空间桁架模型或拉压杆模型)进行分析,认为荷载主要由承台内应力流方向混凝土和钢筋构成的桁架来承担。国内现行《建筑地基基础设计规范》(GB50007—2002)(文中简称“地基规范”)、《建筑桩基技术规范》(JGJ94—94)(文中简称“桩基规范”)、《钢筋混凝土承台设计规程》(CECS88:97)(文中简称“承台规程”)、美国规范(ACI318—02)(文中简称“美国混凝土协会规范”)、前苏联规范(СНП2.03.01—84)关于桩承台的设计方法属于第一类;《公路钢筋混凝土及预应力混凝土桥涵设计规范》(JTG D62—2004)(文中简称“桥涵规范”)、加拿大规范(CAN3—A23.3—M84)、英国规范、《美国公路桥梁设计规范—荷载与抗力系数设计法 AASHTO—LRFD》(文中简称“美国公路桥梁规范”)关于桩承台的设计方法属于第二类。“桥涵规范”是国内首部将撑系杆模型列入桩承台设计的规范,其规定:外排桩中心距柱(墩台)边缘大于承台高度时,按“梁式体系”方法计算承台截面;当外排桩中心距柱(墩台)边缘等于或小于承台高度

时,按“撑杆—系杆体系”方法计算承台截面。以下以“桥涵规范”为线索,结合各规范的异同以及国内外主要研究成果,对桩基承台两类设计模式和配筋做一对比分析。

## 2 设计模式

### 2.1 承台底面单桩竖向承载力设计值

各规范普遍采用下式来计算承台底面单桩竖向承载力设计值。

$$N_{id} = \frac{F_d}{n} \pm \frac{M_{xd}y_i}{\sum y_i^2} \pm \frac{M_{yd}x_i}{\sum x_i^2} \quad (1)$$

式中:  $N_{id}$  为第  $i$  根桩的单桩竖向力设计值;  $F_d$  为由承台底面以上的荷载作用产生的竖向力组合设计值;  $n$  为承台下面桩的总根数; 其他参数可参见“桥涵规范”。

此公式建立在承台为刚性块的基础上,各规范设计出来的承台是否满足承台刚性假定是不明确的。表1列出了文献[2,3]柱下矩形6桩承台和文献[4]墙下6桩承台在仅有竖向荷载作用下单根边桩和角桩桩顶反力的试验实测结果。

表2列出了文献[5,6]对苏通大桥主桥索塔1/2哑铃形承台群桩基础(64根桩呈梅花形布置)的三维有限元分析和离心试验中各级荷载工况下最大、最小桩顶轴力与平均桩顶轴力的分布比值情况。

由表1、表2可以看出,承台下各桩桩顶反力是不均匀的,这说明现行国内规范按式(1)计算承台下的桩顶反力是不恰当的,存在一定的盲目性,有时会



表 1 6 桩承台桩顶荷载分布比例

项目	初裂时			破坏时		
	文献[2]	文献[3]	文献[4]	文献[2]	文献[3]	文献[4]
单根边桩(2根)	45.5(91)	22.3(44.6)	23.45(46.9)	40.0(80)	20.7(41.4)	22.9(45.8)
单根角桩(4根)	2.25(9)	13.85(55.4)	13.28(53.1)	5.0(20)	14.65(58.6)	13.55(54.2)

注:括号内数字表示所有边桩(共2根)、所有角桩(共4根)占桩顶荷载的分布比例。

表 2 各级荷载下最大桩顶轴力、最小桩顶轴力与桩顶平均轴力比值

荷载工况	文献[5]三维有限元分析: 桩顶轴力		文献[6]离心试验: 桩顶轴力	
	最大值/平均值	最小值/平均值	最大值/平均值	最小值/平均值
承台竣工	1.666	0.577	—	—
裸塔竣工	1.556	0.663	—	—
成桥阶段	1.519	0.705	1.440	0.740

产生安全隐患。但在承台的加载过程中,各桩桩顶反力在总荷载中所占比例变化不很明显,桩顶反力的重分布很小,在承台设计中,桩顶反力的比例可采用弹性阶段的比例值。笔者认为,影响桩顶轴力分布的因素主要有:桩的类型和几何形式、桩数和桩位布置形式、承台刚度和桩竖向支撑刚度、土体参数、承台上荷载分布和大小等。假定承台为绝对刚性承台,其对荷载传递起着“架越作用”,迫使桩顶均匀沉降,则桩顶反力分布呈边缘大,中间小的形式。表2中桩顶轴力的最大值就出现在角桩位置,边桩次之,越往承台中心,桩顶轴力越小。但表1中出现了边桩轴力大于角桩轴力的情况,这并不代表文献[2,3,4]中试验的承台很柔,主要是因为其用短柱或荷载板的直接加载代替桩的作用,这就无限增大了桩的竖向支撑刚度,使得荷载按最短传力途径原则传递桩中,而且短柱和荷载板也不能准确地模拟桩,因为桩有与之不一致的接触应力,这也就形成了表1中的情况。

## 2.2 “梁式体系”设计模式

“桥涵规范”中指出当承台下面外排桩中心距墩台身边缘大于承台高度时,其正截面(垂直于 $x$ 轴和 $y$ 轴的竖向截面)抗弯承载力可作为悬臂梁,按“梁式体系”进行计算。

### 2.2.1 承台截面计算宽度

(1)当桩中距不大于3倍桩边长或桩直径时,取承台全宽;

(2)当桩中距大于3倍桩边长或桩直径时,  

$$b_s = 2a + 3D(n-1) \quad (2)$$

式中: $b_s$ 为承台截面计算宽度; $a$ 为平行于计算截面的边桩中心距承台边缘距离; $D$ 为桩边长或桩

直径; $n$ 为平行于计算截面的桩的根数。

### 2.2.2 承台计算截面弯矩

承台计算截面弯矩设计值应按下列公式计算:

$$M_{xcd} = \sum N_{id} y_{ci} \quad (3)$$

$$M_{ycd} = \sum N_{id} x_{ci} \quad (4)$$

可以看出,“桥涵规范”与国内其他规范的最大区别在于承台截面计算宽度的计算,文献[4]在试验和有限元分析中都得到桩顶区域纵筋应力明显高于桩间区域,并可限定在 $3D$ 范围内,最大值处于桩中心线处。笔者认为,“桥涵规范”计算宽度取值优于其他国内规范。在计算截面弯矩设计值时,“桥涵规范”考虑了公路桥梁由于有两个方向的水平力和弯矩同时作用,同一排桩内桩最大与最小竖向力有可能呈相反方向变化,并出于安全考虑,将一排桩内受力最大的桩的竖向力作为全排每根桩的计算竖向力。

### 2.3 “撑杆—系杆体系”设计模式

“桥涵规范”中指出当外排桩中心距墩台身边缘等于或小于承台高度时,承台短悬臂可按“撑杆—系杆体系”计算撑杆的抗压承载力和系杆的抗拉承载力,即以桩顶条带钢筋为系杆,由柱头至桩顶区域混凝土为斜压撑杆的空间桁架。而文献[4]通过有限元分析,认为当所有压杆与水平面中最小夹角 $\theta$ 满足 $\tan\theta \geq 0.5$ 时,承台破坏均缘于压杆劈裂,因而将 $\tan\theta \geq 0.5$ 作为“撑杆—系杆体系”在承台计算中的限定条件。厚承台在弹性阶段跨中截面应变分布已不符合平截面假定,承台上部不存在类似于受弯构件的受压区,受弯构件的一些假定(如:混凝土应力应变关系、受压混凝土应力图形的简化)都不能在承台计算中应用,撑系杆(空间桁架)设计模型有效地避开以上不足,并且在各文献理论分析和试验研究中均表明,随着承台厚度的增加,桩基承台破坏从以弯曲破坏为主逐渐过渡到以剪切破坏为主。“桥涵规范”首次将此设计模式纳入承台设计规范中。

#### 2.3.1 抗压承载力计算

撑杆抗压承载力可按下列规定计算,见图1所示。



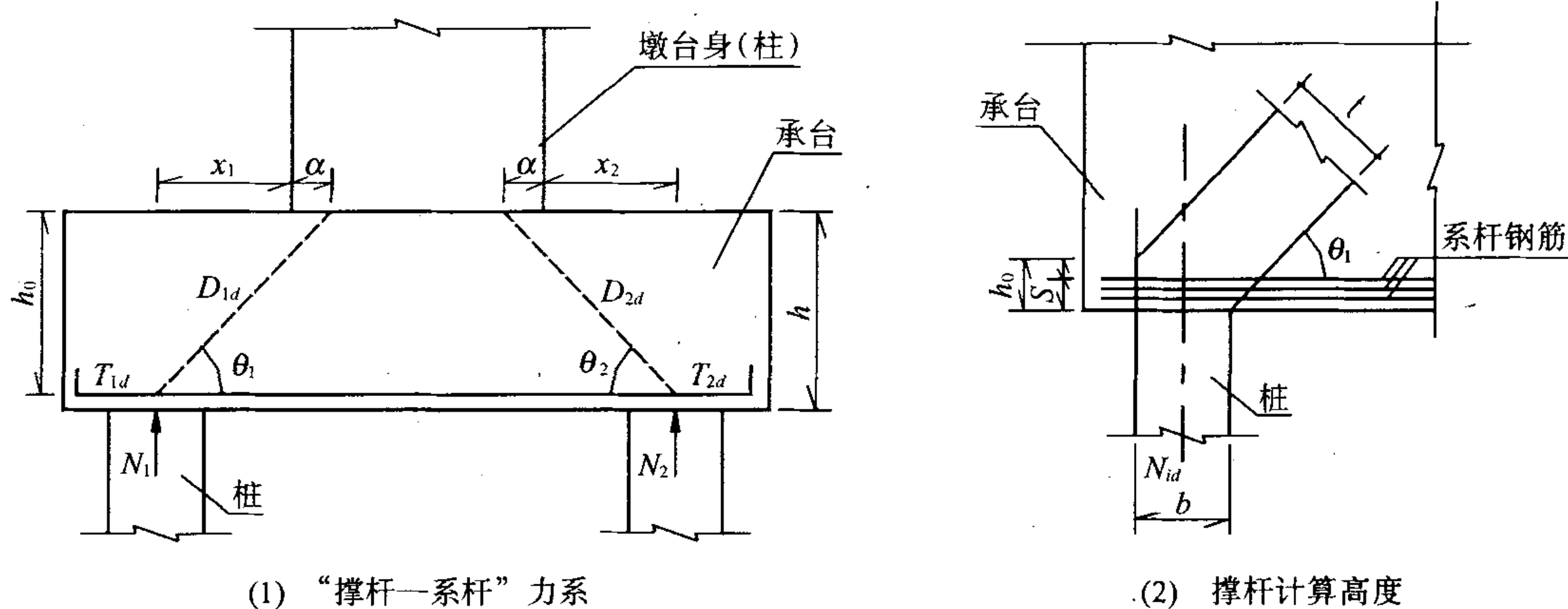


图1 承台按“撑杆—系杆”体系设计

$$\gamma_0 D_{id} \leq t b_s f_{cd,s} \quad (5)$$

$$f_{cd,s} = \frac{f_{cu,k}}{1.43 + 304\epsilon_1} \leq 0.48 f_{cu,k} \quad (6)$$

$$\epsilon_1 = \left( \frac{T_{id}}{A_s E_s} + 0.002 \right) \cot^2 \theta_i \quad (7)$$

$$t = b \sin \theta_i + h_a \cos \theta_i \quad (8)$$

$$h_a = s + 6d \quad (9)$$

式中:  $D_{id}$  为撑杆压力设计值, 包括  $D_{1d} = N_{1d} / \sin \theta_1$ ,  $D_{2d} = N_{2d} / \sin \theta_2$ ;  $f_{cd,s}$  为撑杆混凝土轴心抗压强度设计值;  $t$  为撑杆计算高度;  $b_s$  为撑杆计算宽度;  $b$  为桩的支撑宽度;  $f_{cu,k}$  为边长为 150 mm 的混凝土立方体抗压强度标准值;  $T_{id}$  为与撑杆相应的系杆拉力设计值, 包括  $T_{1d} = N_{1d} / \tan \theta_1$ ,  $T_{2d} = N_{2d} / \tan \theta_2$ ;  $A_s$  为在撑杆计算宽度  $b_s$  (系杆计算宽度) 范围内系杆钢筋截面面积;  $s$  为系杆钢筋的顶层钢筋中心至承台底的距离;  $d$  为系杆钢筋直径, 当采用不同直径的钢筋时,  $d$  取加权平均值;  $\theta_i$  为撑杆压力线与系杆拉力线的夹角, 包括  $\theta_1 = \tan^{-1} \frac{h_0}{a+x_1}$ ,  $\theta_2 = \tan^{-1} \frac{h_0}{a+x_2}$ ;  $a$  为撑杆压力线在承台顶面的作用点至墩台边缘的距离, 取  $a = 0.15 h_0$ ; 其他参数可参考“桥涵规范”。

在验算撑杆的抗压承载力中, 有多个关键问题值得我们探讨, 如: 撑杆的抗压强度设计值和撑杆的几何形式。“桥涵规范”这两项的取值系参照“美国公路桥梁”换算而得, 其撑杆的抗压强度设计值与系杆方向拉伸应变、撑杆方向压缩应变、混凝土抗压强度、撑杆压力作用线与系杆拉力作用线的夹角有关, 根据“桥涵规范”中混凝土材料性质我们可知, 混凝土强度等级在 C15~C40 之间时,  $f_{cu,k} \leq 2.17 f_{cd}$  ( $f_{cd}$  为混凝土强度设计值), 通过“桥涵规范”撑系杆设计模式的限定条件以及  $a$  的取值 (见图1), 可知  $\cot \theta_i$  的

最大值为 1.15, 假定拉杆钢筋应力达到最大值, 即钢筋的抗拉强度设计值  $f_{sd}$ , 假定选用 HRB335 钢筋, 则通过式 (7) 可计算出  $\epsilon_1$  的最大值为  $4.497 \times 10^{-3}$ , 通过式 (6) 可确定撑杆的抗压强度设计值和混凝土强度设计值的关系, 即  $0.77 \leq f_{cd,s} / f_{cd} \leq 1.04$ 。文献 [2, 7] 亦对混凝土斜压杆的强度进行了研究, 发现桩基承台的主应力迹线和端头局部受压圆柱体的主应力迹线非常相似, 故可用端头局部中心受压的混凝土受压圆柱体试验 [9] 来模拟承台斜压杆的应力场, 从而研究斜压杆的受力机理和承载力。并由曲线拟合得:

$$f'_{ce} / f_c = 0.58 + 0.06 (D/D_0) + 0.34 (D/D_0)^2 - 0.04 (D/D_0)^3 \quad (10)$$

式中:  $f'_{ce}$  为未考虑劈裂裂缝的混凝土斜压杆强度;  $f_c$  为混凝土轴心受压强度;  $D$  为试件直径;  $D_0$  为试件两头轴心受荷面直径。

由试验可知, 当  $D/D_0 = 1.5 \sim 2.0$  时, 圆柱体的破坏现象与桩基承台斜压杆的破坏现象一致, 因此可认为承台斜压杆的虚拟直径  $D = (1.5 \sim 2.0) D_0$ , 偏安全地取  $D = 1.5 D_0$ , 代入式 (10) 可得

$$f'_{ce} = 1.3 f_c \quad (11)$$

为防止裂缝, 控制斜压杆裂缝的开展宽度, 取  $\varphi$  为混凝土斜压杆承载力降低系数 [2], 令  $\varphi = 0.45$ , 取混凝土斜压杆强度:

$$f_{ce} = \varphi f'_{ce} = 0.585 f_c \quad (12)$$

虽然《混凝土结构设计规范 (GB50010—2002)》 (文中简称“混凝土规范”) 中的混凝土强度设计值略大于“桥涵规范”中强度设计值, 但相差不超过 5%, 由此可以看出两种计算方法中混凝土斜压杆的强度设计值有较大差别, 值得进一步探讨。

我们再来分析一下撑杆的几何形式。从式 (5)、



式(8)、式(9)中可看出,如桩中距小于3倍桩边长或桩直径,则混凝土斜压杆实为沿承台宽度布置的连续斜压面,如桩中距大于3倍桩边长或桩直径,则混凝土斜压杆为与外排桩数相应数量的方形压杆,边桩对应压杆宽度为 $1.5D+a$ ,中心桩对应压杆宽度为 $3D$ ( $D, a$ 见式(2)说明)。文献[8]用ADINA有限元程序从定量的角度分析了空间桁架的概念,结果表明,斜压杆呈现出两头小、中间大的形状,其发现空间桁架下结点区域随构件破坏程度的加深而逐渐增大的,到破坏时稳定在0.6倍的桩直径,因此撑杆简化为从桩顶到荷载等效点的圆杆。文献[4]根据承台破坏源自劈裂破坏的原则,推导出了局部受压圆柱体的劈裂承载力公式,以此来代替承台压杆的劈裂承载力,笔者认为:用混凝土压杆的劈裂来诠释厚承台破坏可能是更好的选择。

### 2.3.2 系杆抗拉承载力

系杆抗拉承载力可按下列规定计算:

$$\gamma_0 T_{id} \leq f_{sd} A_s \quad (13)$$

式中: $f_{sd}$ 为系杆钢筋抗拉强度设计值。

### 2.3.3 配筋布置

“桥涵规范”无论采用何种设计模式,都规定了受力主钢筋应设于距桩中心1.5倍桩直径范围内,受力钢筋的最小配筋率参照“桥涵规范”受弯构件受拉钢筋最小配筋率,超过上述范围部分应另设置配筋率不小于0.1%的构造钢筋,另外当桩距拉开到等于或大于3倍桩直径时,参考文献[11],在距桩中心各一倍桩直径的中间区段内应设置吊筋。这是因为两桩之间的纵向主钢筋没有桩的直接承托,却有部分“撑杆”压力向其施压,可能致使两桩之间的中间部分纵向钢筋下压而导致混凝土裂缝,故桩距较大时应配置吊筋。“地基规范”、“桩基规范”、“承台规程”均未对桩承台配筋做明确规定,工程中均参照“混凝土规范”受弯构件受拉钢筋的最小配筋率。美国ACI建筑规范1989年以前的版本(包括1989年),对于是否将受弯构件的最小配筋要求应用到板和基础中都有些模糊,工程中常用梁的受弯钢筋最小配筋应用于板和基础,即:

$$A_{s, \min} = \frac{3 \sqrt{f'_c (\text{psi})}}{f_y (\text{psi})} b_w d \geq \frac{200 b_w d}{f_y (\text{psi})} \quad (14)$$

式(14)中采用美国惯用单位,同一混凝土制成的边长为150 mm立方体“混凝土规范”轴心抗压设计值 $f_c$ 与美国规范 $\phi 150 \text{ mm} \times 300 \text{ mm}$ 圆柱体特征抗压

强度 $f'_c$ 的关系约为 $f'_c (\text{psi}) \cong 243.7 f_c (\text{N/mm}^2)$ ,同样将 $f_y$ 的单位也转化为国标,则式(14)即为:

$$A_{s, \min} = \frac{0.32 \sqrt{f_c (\text{N/mm}^2)}}{f_y (\text{N/mm}^2)} b_w d \geq \frac{1.38 b_w d}{f_y (\text{N/mm}^2)} \quad (15)$$

而1995年的版本在板和基础中不采用式(14)给出的一般受弯钢筋最小配筋的要求,而是采用对结构板的收缩和温度裂缝控制所需的最小钢筋,对常用钢筋,此值为0.2%和0.18%。

另外,钢筋的布置方式也对承台的承载力有着明显的影响。文献[10]在试验中发现,在总的用钢量相同的情况下,纵筋布于桩顶区域的承载力是均匀布筋的1.2倍,沿撑系杆方向布置钢桁架的承台极限承载力甚至为均匀布筋的1.36倍,由此说明钢筋的布置形式对承台的破坏,特别是以冲切破坏为主的厚承台,有着十分重要的影响。

## 3 计算例题

例题:上部结构为40 m简支梁,下部为单柱式双悬臂墩,基础为4根直径1.4 m的高桩承台,如图2所示。考虑荷载组合和荷载安全系数后,承台竖向力 $F_d = 21\,300 \text{ kN}$ ,顺桥向承台底弯矩 $M_{yd} = 2\,250 \text{ kN} \cdot \text{m}$ ,横桥向承台底弯矩 $M_{xd} = 6\,500 \text{ kN} \cdot \text{m}$  [11]。

计算单桩竖向力设计值,可采用式(1)的简化方法:则 $N_{1d} = 6\,256.25 \text{ kN}$ ,  $N_{2d} = 5\,693.75 \text{ kN}$ ,  $N_{3d} = 4\,956.25 \text{ kN}$ ,  $N_{4d} = 4\,393.75 \text{ kN}$ 。

### 3.1 “桥涵规范”验算压杆抗压承载力

此例在顺桥向和横桥向外排桩中心距墩台身边缘均小于承台高度,可按承台短悬臂“撑杆—系杆体系”计算撑杆的抗压承载力和系杆的抗拉承载力。验算撑杆抗压承载力以顺桥向A—A截面左侧撑杆 $D_{1d}$ 作为示例计算如下:假定 $h_0 = 1\,940 \text{ mm}$ ,悬臂根部以内作用点距墩台边缘的距离取 $a = 291 \text{ mm}$ ,则撑杆压力线与系杆拉力线的夹角为 $\theta_1 = 56.36^\circ$ 。“桥涵规范”在计算撑杆压力设计值时指出 $N_1$ 为承台悬臂下面“1”排桩内,该排桩的根数乘以该排桩中最大单桩竖向力设计值,在本例题中, $N_1 = 2N_{1d} = 12\,512.5 \text{ kN}$ ,由此得出,撑杆压力设计值 $D_{1d} = 15\,029 \text{ kN}$ ,撑杆 $D_{1d}$ 有效计算面积 $A_{D_{1d}} = t d_s = 7.43 \times 10^6 \text{ mm}^2$ 。下面来确定撑杆混凝土轴心抗压强度设计值 $f_{cd,s}$ ,  $\epsilon_1 = 1.503 \times 10^{-3}$ ,假定承台混凝土强度等级为C25,则 $f_{cu,k} = 25 \text{ MPa}$ ,由式(6)得: $f_{cd,s} =$



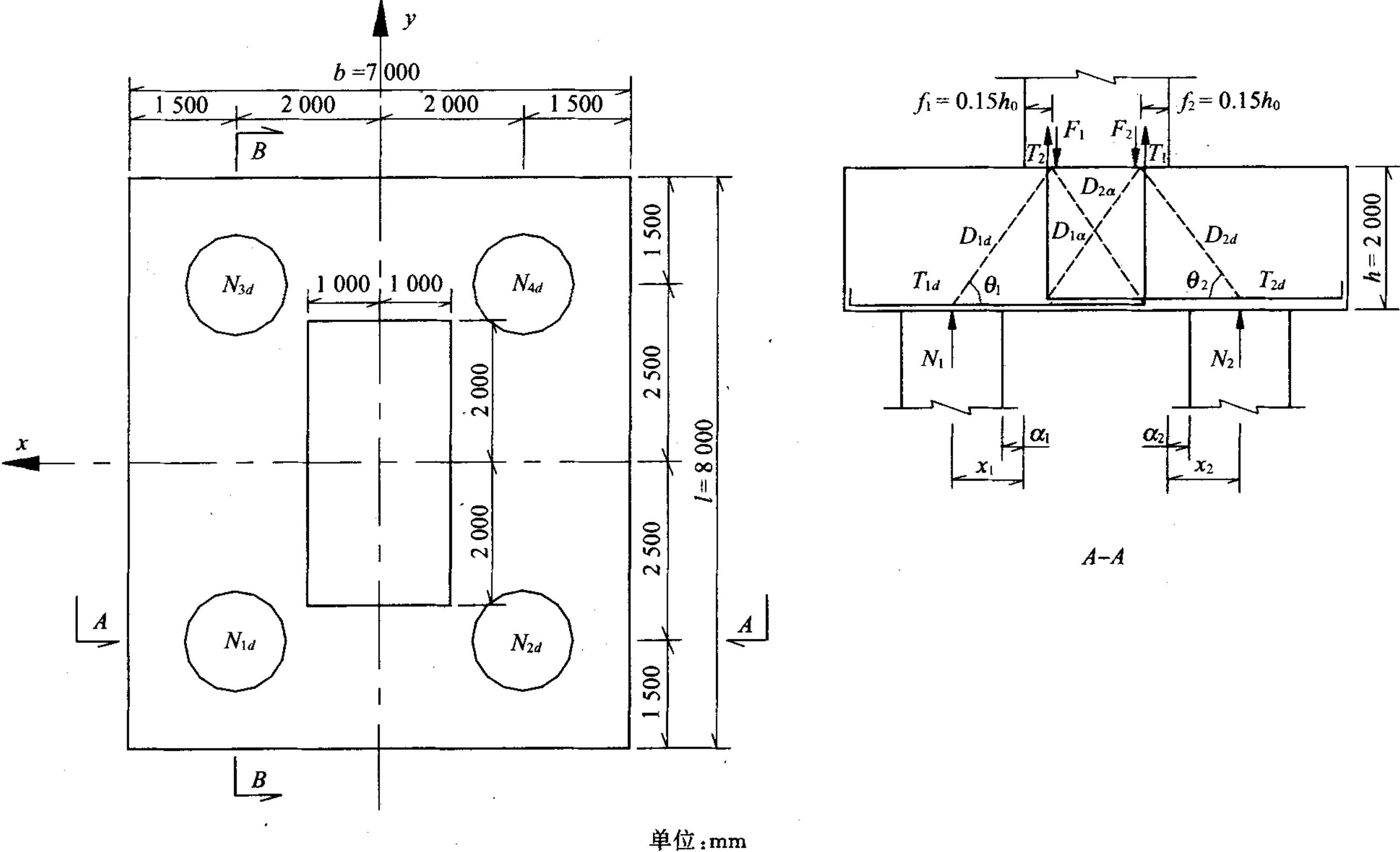


图2 桩基承台例题

13.25 MPa > 0.48 $f_{cu,k}$  = 12 MPa, 所以撑杆抗压强度设计值 $f_{cd,s}$  = 12 MPa,  $\gamma_0 D_{1d}$  = 15 029 kN <  $A_{D_{1d}} \times f_{cd,s}$  = 89 160 kN。

3.2 各规范承台底配筋量对比分析  
对例题按各规范、规程对承台受力主筋配筋进行计算, 计算结果见表3。

表3 承台受力主筋配筋面积

计算方法	混凝土轴心抗压强度 设计值/(N/mm <sup>2</sup> )	钢筋抗拉强度设计值/(N/mm <sup>2</sup> )	x 向配筋量/mm <sup>2</sup>			y 向配筋量/mm <sup>2</sup>		
			计算值	最小值	实际值	计算值	最小值	实际值
“桥涵规范”“撑系杆体系”	11.5	280	29 736	27 936+1 552	31 288	18 218	27 160	27 160
“桥涵规范”“梁式体系”	11.5	280	23 515	27 936+1 552	29 488	11 639	27 160	27 160
“地基规范”/“桩基规范”	11.9	300	19 576	31 040	31 040	9 720	27 160	27 160
“承台规程”	11.9	300	21 406	31 040	31 040	10 703	27 160	27 160
“美国混凝土协会规范”	11.9	300	21 406	71 392	71 392	10 703	62 468	62 468
				31 040	31 040		27 160	27 160
文献[4]空间桁架体系	11.9	300	33 946	31 040	33 946	33 946	31 040	33 946

(1)在按“桥涵规范”“撑系杆体系”计算中,x 向 27 936 mm<sup>2</sup>是指计算宽度内(即距桩中心 1.5 倍桩直径范围)最小配筋量,受力钢筋计算值 29 736 mm<sup>2</sup> 均匀布置此范围内,1 552 mm<sup>2</sup> 是指需在此范围外均匀布置的构造钢筋最小配筋量。选用混凝土强度等级为 C25,钢筋 HRB335,强度按“桥涵规范”取值。  
(2)此例题不满足“桥涵规范”“梁式体系”计算条件,仍按正截面抗弯承载力作为悬臂梁进行计算,以资比较。

(3)按“地基规范”、“桩基规范”、“承台规程”计算时,x 向配筋按  $N_{1d} + N_{3d}$  计算弯矩,y 向配筋按  $N_{1d} + N_{2d}$  计算弯矩;选用材料强度等级同(1),强度按“混凝土规范”取值;配筋在承台宽度内均匀配置。  
(4)按“美国混凝土协会规范”计算时,①、②栏中的数值分别取为 11.9 N/mm<sup>2</sup> 和 300 N/mm<sup>2</sup>,为方便比较,换算成美国惯用单位分别为 1 726 psi 和 43 510 psi;最小配筋率栏上行为按式(14)或式(15)算的,下行采用对结构板的收缩和温度裂缝控制所



需的最小钢筋量;配筋在承台宽度内均匀配置。

(5)本例题符合文献[4]的空间桁架设计模式,最小配筋率参照“混凝土规范”受弯构件受拉钢筋的最小配筋率;钢筋集中布置在桩顶区域内。

#### 4 结论

(1)“桥涵规范”是国内首部将撑系杆模型(空间桁架模型)列入桩承台设计的规范,并对“梁式体系”和“撑杆—系杆体系”方法使用条件做了限定,充分考虑了桩基厚承台的受力特性和传力机理,避开了常规材料力学公式对短臂高梁不能反映结构材料非线性应变与剪应力不均匀分布等不足。

(2)“桥涵规范”“撑杆—系杆体系”设计体系计算宽度取值合理,但对设计模式中计算常数的选择还要通过试验来进一步优化佐证。

(3)各规范对承台最小配筋率的确定有很大的差别,在例题的计算中也体现了这一点,厚承台在破坏中大多以冲切控制,很多情况下以承台的最小配筋率来控制承台配筋量,准确地确定承台的最小配筋率对实际工程有重要意义。

(4)在符合撑系杆设计模型的承台中,按“撑杆—系杆体系”设计体系所得的计算配筋量往往大于按“梁式体系”计算值,有必要通过试验和理论分析对此问题做进一步论证。

#### 参考文献:

- [1] ACI318-02, Building Code Requirements for Reinforced Concrete[S].
- [2] Adeber P, Kuchma D, Collins M P. Strut-and-tie models for the design of pile caps: an experimental study[J]. ACI Structural Journal, 1990, 87(1).
- [3] 李传殿. 桩基承台和桩筏板抗冲切承载力的试验研究[D]. 东南大学硕士学位论文, 1996.
- [4] 卢建峰. 桩基承台空间桁架理论设计方法研究[D]. 东南大学博士学位论文, 2001.
- [5] 曾友金, 章为民, 王年香, 等. 苏通大桥主桥索塔群桩基础与土体共同作用数值模拟分析[R]. 南京水利科学研究院, 2004.
- [6] 南京水利科学研究院. 苏通长江公路大桥主桥索塔群桩基础与土体共同作用离心模型试验研究报告(送审稿)[R]. 2004.
- [7] 梁书亭, 等. 桩基承台和筏板的空间桁架设计方法研究[J]. 东南大学学报, 1998, (6).
- [8] 郭宏磊, 丁大钧, 蒋永生. 厚承台空间桁架受力机理的研究(2)[J]. 工业建筑, 1997, 27(9).
- [9] 郭宏磊, 丁大钧, 蒋永生. 厚承台空间桁架受力机理的研究(1)[J]. 工业建筑, 1997, 27(8).
- [10] 郭宏磊, 等. 厚承台受力机理研究[J]. 郑州大学学报(工学版), 2004, 25(1).
- [11] 袁伦一. 桩基承台设计方法浅谈[J]. 公路, 1999, (4).

## Analysis and Comparison Between Two Design Modes on Pile Caps of Pile Foundation

LU Bo<sup>1</sup>, GONG Wei-ming<sup>1</sup>, YUAN Hong<sup>2</sup>, DAI Guo-liang<sup>1</sup>

(1. College of Civil Engineering, Southeast University, Nanjing 210096, China;

2. China Highway Planning and Design Institute (HPDI) Consultants, INC., Beijing 100010, China)

**Abstract:** Recently pile cap calculation is divided into two categories: (1) Taking pile cap as a flexural resistance structural element, the capacity of flexural, the shear and punch resistance concerning pile caps are calculated respectively according to “Beam System” mode; (2) Pile caps are analyzed and designed according to “Strut-Tie System”. The calculation methods introduced in each code and research fruits are compared; the application and the selection of pile caps calculation mode are explored; and the comparative analysis concerning these two calculation modes is made through using examples.

**Key words:** pile cap; design mode; beam system; strut-and-tie system