

上部结构、拱式基础与土共同作用分析研究

Analysis of interaction of superstructure, arch foundation and soil

赖伟¹, 熊峰²

(1. 同济大学桥梁系, 上海 200092; 2. 四川大学土木系, 四川 成都 610065)

摘要: 建立了一种拱式基础、上部结构以及地基土共同作用的数值分析方法。为了考虑土的层状分布及非均质性, 提出了有限层子域法, 对拱式基础中承台板, 离散成带旋转自由度的组合厚板单元。编制了计算程序, 对一已建建筑的拱式基础进行了分析, 并将结果与常规基础设计理论作比较, 获得了一些对拱式基础设计有益的结论。

关键词: 共同作用; 拱式基础; 有限层子域法; 承台板

中图分类号: TU 473.1

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2002)04-0432-04

作者简介: 赖伟(1975-), 男, 四川成都人, 同济大学桥梁系博士生, 研究方向为桥梁抗震与抗风。

LAI Wei¹, XIONG Feng²

(1. Dept. of Bridge, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Dept. of Civil, Sichuan University, Chengdu 610065, China)

Abstract: An approach was established for the numerical analysis of the interaction among superstructure, arch foundation and soil. In order to consider the effect of multi-layered, non-homogeneous soil, subdivision finite layer method was presented. Pile cap was divided into assembling thick-plate elements with rotational D. O. F. An existing construction with arch foundation was analyzed and some interesting results were obtained which may be useful for practical design.

Key words: interaction; arch foundation; subdivision finite layer method; pile cap

1 引言*

随着城市建设的发展, 建筑用地日益紧张, 地下结构物(人防工程、各种管道系统)的上部地面经常也作为建筑用地。如何协调同一位置处地面建筑和地下结构物, 保障两者的安全性, 是城市建设面临的新课题。为了解决这个问题, 近年来, 四川大学工程设计院在地面建筑的基础设计中提出了一种新型基础形式^[1]: 拱式基础, 如图1所示。

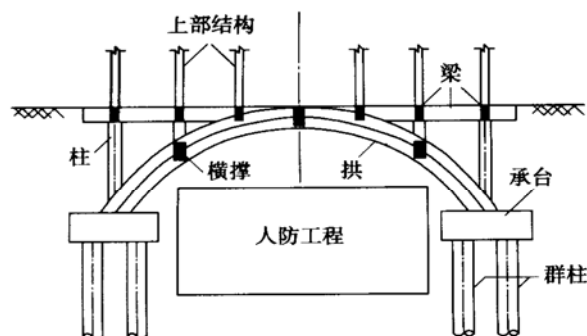


图1 拱式基础示意图

Fig. 1 Schematic drawing of arch foundation

拱式基础由无铰拱、承台以及群桩组成。无铰拱直接跨过地下结构物, 承受上部柱传来的上部荷载, 然后拱传递到拱脚处的承台—群桩结构上, 再传递到承台—群桩构周围的土体中, 这样既方便了上部结构布置, 又可保障地下已有结构物的安全。

拱结构在桥梁工程中广泛应用, 相应的分析方法也较成熟, 但对于拱式基础的研究则很少。目前, 对拱式基础进行设计时, 通常采用结构力学方法, 将无铰拱与桩—土体系分割出来单独考虑。将上部结构传力直接作用在拱上, 在拱脚处假定一个水平位移或完全忽略水平位移考虑拱脚固定的情况下, 计算无铰拱各处的变形和内力。由于无铰拱属三次超静定结构, 水平推力较大, 拱脚下部结构位移, 特别是水平位移, 会在拱内产生较大的附加内力, 而假定的拱脚水平位移往往与实际位移有出入, 可能导致拱式基础处于偏不安全的工作状态。观测的结果指出^[2], 在两拱脚的相对水平位移 $\Delta_h > l/1200$ 时, 拱的承载能力就会大大降低, 甚至破坏。因此, 正确评估拱式基础、上部结构以及地基土之间的相互影响是拱式基础设计工作中一个非常重要的问题。

由于桩土、承台共同作用分析的复杂性, 一般的研究大多基于土为半空间弹性体的假定, 忽略了土的层状分布和非均质性, 并且只考虑三者竖向的共同作用。本文将采用有限层子域法和有限单元法, 建立上部结构、拱式基础和地基土进行共同作用的三维计算模型。并对一已建成拱式基础建筑以及影响拱式基础工作性状的因素进行了分析, 获得了一些对拱式基础设计十分有益的结论。

2 分析方法

2.1 地基的计算模型

实际工程中的地基土通常分布复杂,虽然总体特征呈层状,但远非均匀层状,例如每层厚度可能是变化的,同层中土的性质有差异,如图2所示。

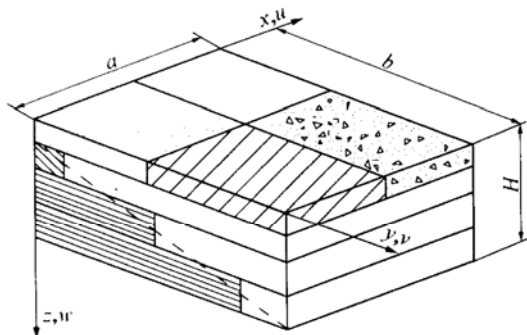


图2 层状地基土子域划分

Fig. 2 Division of multilayered soil

文献[3]假定土为层状横向各向同性体,利用有限层法建立了土的分层计算模型,较好地解决了复杂地基的内力、变形计算。但仅能处理均匀土层。为了充分考虑土的层状分布和非均匀性质,本文对有限层法进行了改进,提出了有限层子域法。当在同层土的性质差异较大时,利用有限条方法中零模量概念,将土再分割为若干水平子区域,使每个子区域内土的性质比较均匀,按照不同土体子域考虑其对地基土刚度系数的贡献。在第*i*个层元子域中,土的应力与应变关系可表示为

$$\{\sigma\} = [D]_i \{\varepsilon\} \quad (1)$$

式中 $\{\sigma\} = \{\sigma_x \sigma_y \sigma_z \tau_{xy} \tau_{yz} \tau_{zx}\}^T$; $\{\varepsilon\} = \{\varepsilon_x \varepsilon_y \varepsilon_z \gamma_{xy} \gamma_{yz} \gamma_{zx}\}^T$ 。

利用常规的有限层方法^[3],可得到每个子域的刚度矩阵,因此地基土层元的刚度矩阵可表示为

$$[S] = \sum_{i=1}^{N_s(j)} \int_{v_i} [B]^T [D]_i [B] dv \quad (2)$$

式中 $N_s(j)$ 为第*j*个层元的子域数, $[S]$ 为第*j*个层元刚度矩阵。

2.2 承台计算模型

承台板同时受到竖向和水平荷载作用,分析模型应取板弯曲单元和平面应力单元相叠加形成的组合板单元。承台板的宽厚比经常不满足 $B/h \geq 10$ 的薄板理论的适用范围。如用经典的薄板理论则不能考虑剪应力 τ_x 、 τ_y 引起的变形,将会带来较大的误差。因此,在分析承台板承受平面外荷载时,采用厚板矩形单元^[4]。

在拱式基础中,拱端与承台板接触,拱肋结构采用

空间杆单元,每个杆端均有6个自由度。通常情况下,平面应力单元每个节点只有2个自由度,这样厚板承台由板弯曲单元与平面应力单元所构成的组合板单元每个节点就只有5个自由度,很难处理拱肋端第6个自由度带来的奇异点问题。所以,本文采用Cook推荐的带旋转自由度平面应力单元^[5]。这种单元除具有常规的2个自由度外,还具有旋转自由度,容易与杆端转角自由度衔接,并有较高精度和可靠性。

最后,将弯曲板单元刚度矩阵与平面应力单元刚度矩阵进行组合,可得四节点等参数组合厚板单元刚度^[6],组合厚板单元如图3所示。

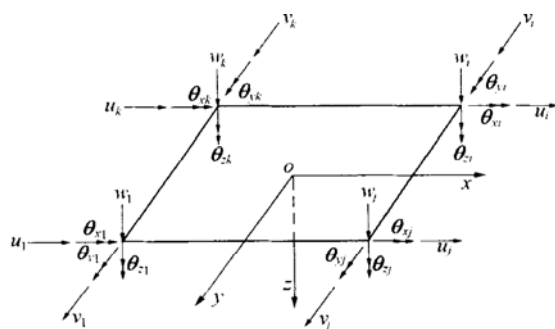


图3 四节点等参数组合厚板单元

Fig. 3 Assembling thick-plate elements with rotational D. O. F

2.3 上部结构—拱式基础—地基的共同作用模型

共同作用分析时,根据子结构原理,将结构分成三个部分:上部结构和拱式结构、承台板及桩—土体系。

在承台底平面上对桩—土进行分割,分为土节点与桩顶节点,统称为承台底节点,并使所有节点与承台节点吻合。对桩用空间杆单元分割,节点自由度为6,并使杆单元节点均位于土层间的界面上。将群桩节点除各桩顶节点外,统称为桩身节点,如图4所示。

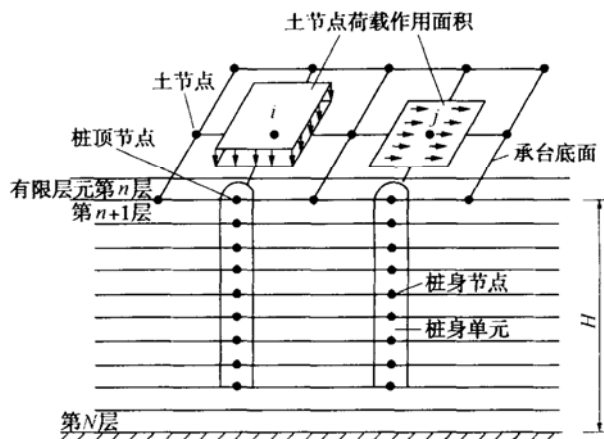


图4 群桩—土—承台结构剖面图

Fig. 4 Section of pile group, soil and pile cap

承台和群桩周围的土介质的贡献是地基全支承刚度矩阵,此矩阵是将单位力(竖向和水平)依次作用在

所有节点上,通过有限层子域法求得地基全支承柔度矩阵,转换得到地基全支承刚度矩阵 $[K_S]$,并根据承台底节点和桩身节点分块为 $\begin{bmatrix} K^{SS} & K^{SP} \\ K^{PS} & K^{PP} \end{bmatrix}$,地基全支承体系的平衡方程为

$$\begin{bmatrix} K^{SS} & K^{SP} \\ K^{PS} & K^{PP} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} S \\ W \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} P \\ R \end{bmatrix} \quad (3)$$

式中 $\{P\}$ 为承台底节点处土反力向量; $\{R\}$ 为桩身节点处土反力向量; $\{S\}$ 为承台底节点处土的线位移向量; $\{W\}$ 为桩身节点处土的线位移向量。

根据空间杆单元建立桩身平衡方程如下:

$$[K_P] \cdot \{W_P\} = \{Q\} - \{R_P\} \quad (4)$$

式中 $[K_P]$ 为桩身总刚度矩阵; $\{Q\}$ 为桩顶荷载向量; $\{R_P\}$ 为桩节点所受的土反力向量; $\{W_P\}$ 为桩节点的位移向量。

根据桩与桩周土的变形协调条件,将式(3)与式(4)相加,并凝聚至承台底面,得到桩土全支承体系在承台底面的边界刚度方程:

$$[K_{PS}] \cdot \{\bar{S}\} = \{\bar{P}\} \quad (5)$$

式中 $[K_{PS}]$ 为桩土全支承体系在承台底面的边界刚度; $\{\bar{P}\}$ 为承台板对承台底节点的荷载作用(对于桩顶节点为桩顶荷载和桩顶节点土反力的合力,对于土节点为承台节点土反力); $\{\bar{S}\}$ 为承台底节点的位移。

由四节点等参数组合厚板单元建立承台板的平衡方程为

$$[K_R]\{U_R\} = \{Q_R\} - \{R_{PS}\} \quad (6)$$

式中 $[K_R]$ 为承台板整体刚度矩阵; $\{U_R\}$ 为承台板节点位移向量; $\{Q_R\}$ 为上部荷载; $\{R_{PS}\}$ 为桩—土反力向量。

将上部结构和拱式结构视为整体,其贡献是结构在承台顶面的边界刚度矩阵和边界荷载向量。上部结构的梁、柱以及拱式结构采用空间杆单元,对墙板采用六节点自由度的平板单元分割。采用逐步扩大子结构方法形成上部结构和拱式结构在承台顶面的边界刚度方程:

$$[K_F]\{U_F\} = \{S_F\} - \{R_F\} \quad (7)$$

式中 $[K_F]$ 和 $\{S_F\}$ 为上部结构和拱式结构对于承台接触界面节点的边界刚度矩阵和边界荷载向量, $\{U_F\}$ 为边界节点位移向量, $\{R_F\}$ 则为边界节点处承台反力向量。

将式(6)和式(7)叠加到式(5)中,得到上部结构—拱式基础—地基体系的总刚度方程:

$$([K_F] + [K_R] + [K_{PS}])\{U_R\} = \{S_F\} \quad (8)$$

最后求解方程(8),得到承台板位移,回代入上部

结构—拱式结构体系和群桩—土体系,可得到各部分的位移和内力,完成上部结构、拱式基础和地基的共同作用分析。上述分析可参见文献[6]。

3 计算实例

某人防工程位于城市居民区,其上拟建多层框架居民住宅楼,上部结构的荷载通过底层基础的钢筋混凝土柱传至人防工程的拱基础上,如图5所示。

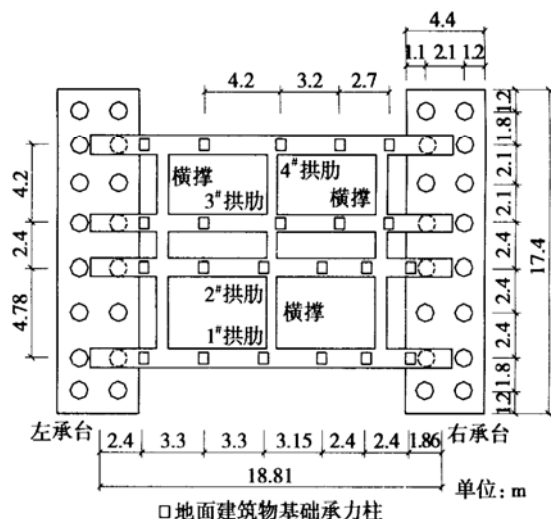


图5 地面建筑物作用于拱基础示意图

Fig. 5 Superstructure acting on arch foundation

该人防工程拱基础为4根钢筋混凝土无铰拱肋,肋间以三道横撑相连构成一空间无铰拱式格构体系。拱圈采用等截面抛物线拱。拱基础的拱圈跨度为 $L = 18.8184$ m, 横向宽度 $B = 11.38$ m。每根拱肋均为 C30 钢筋混凝土等截面构件, 截面尺寸为 $1 \text{ m} \times 1.2 \text{ m}$ 。横撑亦为等截面的 C30 钢筋混凝土构件, 矩形截面尺寸为 $0.6 \text{ m} \times 1 \text{ m}$ 。承台厚度为 1.5 m , 宽度为 4.4 m , $h/b \approx 1/3$ 。每个承台下有 16 根 $\Phi 1000 \text{ mm}$ 桩, 桩长为 8 m 。桩与承台的弹性模量 $E = 2.6 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$, 泊桑比 $\nu = 0.3$ 。

受力分析中分别考虑以下三种计算工况:

工况 1: 视承台—群桩—地基土体系的刚度为无限大, 把拱式结构与承台连接的节点看作是固定支点, 求出上部结构和拱式结构受自重与外荷载作用下的内力与位移;

工况 2: 考虑上部结构、拱式基础、群桩和地基土的共同作用, 拱脚处位移结果见表 1;

工况 3: 在工况 1 的基础上再考虑工况 2 计算出的该拱基础左、右拱脚向外水平位移。

#1 拱肋沿跨度方向变化的主要内力分别示于图 6 和图 7, 图中截面轴力以拉力为正, 弯矩 M_y 以拱内侧受拉为正。

表 1 工况 2 中拱脚位移

Table 1 Displacement of arch ends in 2nd case

编号	位置	u / mm	w / mm	θ_y / rad
#1	左拱脚	- 4. 761	5. 935	- 1. 735E- 03
	右拱脚	4. 646	5. 823	1. 828E- 03
#2	左拱脚	- 5. 280	5. 303	- 1. 755E- 03
	右拱脚	5. 185	5. 513	1. 707E- 03
#3	左拱脚	- 5. 358	5. 232	- 1. 612E- 03
	右拱脚	5. 260	5. 349	1. 813E- 03
#4	左拱脚	- 5. 176	5. 675	- 1. 910E- 03
	右拱脚	5. 071	5. 612	1. 742E- 03

从图可见, 工况 2 与工况 1 相比, 在拱肋控制截面中, 虽然轴向压力的最大值减少约 2%, 但弯矩 M_y 的最大值却增大约 48%。由结构力学可知, 单拱拱脚处相对水平位移、相对垂直位移和相对角变都会引起的拱中的附加内力, 从而增大拱圈截面的 M_y 数值。因此在拱式基础结构中按固定支座计算拱的内力是偏不安全的, 应考虑水平位移的影响。

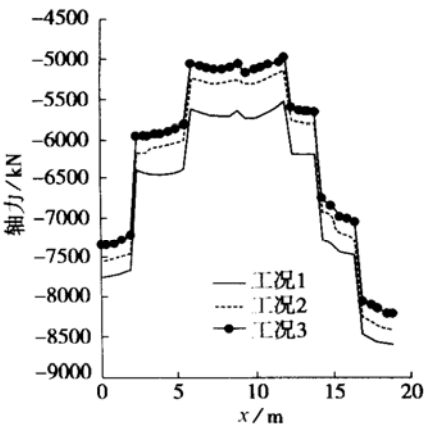


图 6 各工况下#1 拱肋轴力图

Fig. 6 Axial force on arch No. 1 under various force conditions

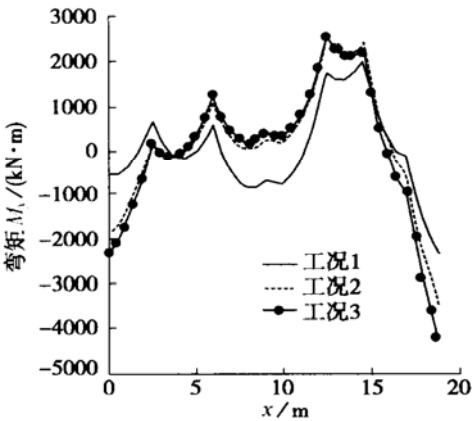


图 7 各工况下#1 拱肋弯矩图

Fig. 7 Moments on arch No. 1 under various force conditions

工况 3 与工况 2 相比, 所得结果较接近。由于该工程所采用的承台—群桩刚度较大、地基土较硬、结构

布置对称, 减少了同一承台的挠曲以及承台间的沉降差, 如表 1 所示。这时, 拱式结构左、右支座向外的水平位移成为影响拱圈截面的 M_y 的最主要因素, 因此假定拱脚固定不考虑拱式结构与桩—土、承台的共同作用, 所得的结果与考虑共同作用差别较大, 而按基础只有向外的水平位移所得结果与实际情况相近。因此, 当承台—群桩刚度较大、地基较硬时, 可只考虑拱脚水平位移的影响, 此时在拱脚处假定一个合理的水平位移, 然后按固定支座计算是可行的(如工况 3), 当然水平位移的假定须有可靠的依据。计算结果表明, 本工程的最大桩顶水平位移为 5.358 mm, 小于《规范》规定的桩顶容许水平位移 6 mm, 因此本工程的拱式基础是合理的。此外, 加强拱式结构左、右支座的抗推能力将有助于改善拱式结构的受力状态。

4 结 论

(1) 在实际工程中, 上部结构、拱式基础、桩和土是一个统一的整体, 它们在外荷载作用下是相互制约、相互影响、共同作用的。因此, 进行系统的共同作用分析, 能正确合理地模拟工程的实际情况, 提高了问题求解的精度, 从而可以合理地进行工程设计。

(2) 本文为了考虑土的层状分布及非均质性, 提出了有限层子域法, 对拱式基础中承台板, 离散成带旋转自由度的组合厚板单元。利用子结构法, 建立了一种拱式基础、上部结构及地基土共同作用的数值分析模型。

(3) 由本文对上部结构、拱式基础、桩和土系统的共同作用分析知, 拱式结构左、右支座向外的水平位移成为影响拱圈截面的受力的最主要因素。因此, 当承台—群桩刚度较大、地基较硬时, 若在拱脚处假定一个合理水平位移, 按常规方法进行设计, 可获得较满意的安全度。而在拱脚完全固定进行设计, 则将使拱式基础处于不安全的情况下进行工作。这一点必须引起设计人员的高度重视。

参考文献:

[1] 廖光明, 等. 成都市马道街住宅人防工程拱式基础设计 [R]. 成都: 四川大学, 1998.

[2] 姚铃森. 桥梁工程[M]. 北京: 人民交通出版社, 1984.

[3] 张问清, 赵锡宏, 宰金珉. 任意力系作用下层状弹性半空间的有限层分析方法[J]. 岩土工程学报, 1981, 3(2): 27- 42.

[4] 朱伯芳. 有限单元法原理与应用[M]. 北京: 水利电力出版社, 1978.

[5] Cook D. On the Allman triangle and a related quadrilateral element[J]. Computers & Structures, 1986, (22): 1065- 1067.

[6] 赖 伟. 考虑共同作用的拱式基础建筑结构的分析[D]. 成都: 四川大学, 2001.