

重复加卸载下桩筏基础沉降分析与离心模型试验

江 杰^{1, 2, 3}, 黄茂松^{1, 3}, 李 波^{1, 3}, 顾倩燕²

(1. 同济大学地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 中船第九设计研究院工程有限公司, 上海 200063;
3. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

摘 要: 基于改进的分层地基模型, 考虑桩-土-筏的共同作用, 提出了刚性桩筏基础非线性分析方法。地基附加应力计算考虑土层参数的变化, 采用层状弹性体系的 Burmister 应力解; 地基变形采用分层总和法, 所采用的计算参数压缩模量和一维回弹模量试验确定方便。通过简单的室内一维加卸载试验确定其随加卸载次数的变化, 进一步得到桩筏基础在重复加卸载下的沉降规律。对单桩和桩筏基础进行离心模型试验, 并将计算结果和试验结果进行对比分析, 验证了本文方法的正确性, 可应用于实际工程问题的分析。

关键词: 分层地基模型; 桩筏基础; 沉降; 非线性; 离心模型试验

中图分类号: TU473 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2009)12-1811-07

作者简介: 江 杰 (1979-), 男, 湖北麻城人, 博士研究生, 从事桩土相互作用方面的研究。 E-mail: jie_jiang001@126.com。

Analysis on settlement of piled raft foundations under repeated loading and verification by centrifugal model tests

JIANG Jie^{1, 2, 3}, HUANG Mao-song^{1, 3}, LI Bo^{1, 3}, GU Qian-yan²

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. China Shipbuilding NDRI Engineering Co., Ltd., Shanghai 200063, China; 3. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Based on an improved layered foundation model, the interaction of piles-soil-raft is taken into account to formulate a nonlinear method for the analysis of piled raft foundations. Considering the variation of layered soil properties, the Burmister stress solution of multilayered elastic half-space is applied to calculate the additional stress in soils and the layer-wise summation method is used to calculate the settlement of soils. An analysis method for predicting the settlement of piled raft foundations under repeated loading is then proposed by employing soil parameters of one-dimensional compression modulus and one-dimensional resilient modulus, which can be easily determined from one-dimensional loading and unloading laboratory tests. Centrifugal model tests are performed to examine the load transfer character of a single pile and the settlement of a piled raft foundation. A comparison between experimental and calculated results is carried out, and the correctness of the proposed method is validated.

Key words: layered foundation model; piled raft foundation; settlement; nonlinearity; centrifugal model test

0 引 言

Poulos^[1]认为:“桩筏基础沉降计算时,地基模型建立方式和计算参数的选择常常比分析方法更加重要”。弹性理论法理论严格,是各种变形分析方法中影响最大的^[2]。但是应该看到,弹性理论法所有的计算都是基于各向同性弹性半空间介质中的 Mindlin 解,严格地说只适用于各向同性的弹性介质,所谓的考虑地基土的成层性,也只是在不同土层的弹性模量上作了一些假定,没法准确分析。另外该方法假设土体是

线弹性介质,而 Poulos^[3]、Yang^[4]等指出常规弹性理论过高地估计了桩土相互作用,尤其当桩作为减沉桩来设计时,必须要考虑桩土相互作用的非线性特性。

在实际工程中,人们通过对天然土体的观察和研究,发现经过历史的自然沉积,天然土体往往呈现出成层分布的性质,为此提出了分层地基模型,在此法

基金项目:上海市科委科技攻关重点项目(062012005)

收稿日期:2008-09-11

中, 沉降计算则采用了实用的分层总和法。该法的优点在于不仅能考虑土体分层的特点, 而且所使用的参数, 即压缩模量包含了大量的土层信息, 有明确的定义, 易于通过室内试验确定, 尤其是针对重复加载条件下的压缩模量而言。另外分层总和法在工程中积累了丰富的经验, 往往可以通过经验系数的修正得到与实际情况比较一致的沉降值。但其缺陷在于: 在计算分层土体的竖向变形时, 采用均质弹性半空间的理论来计算非均质地基中的附加应力。

文献[5]对层状地基中单桩和群桩进行了分析, 求解过程中考虑桩土作用的非线性特性以及群桩中的“被动桩”与周围土体的相互“遮拦效应”对相互作用系数的影响。本文在此基础上, 提出了改进的分层总和法计算桩筏基础的沉降, 即采用层状体系的Burmister解^[6]计算层状地基中的应力状态, 采用压缩模量计算变形。通过简单的室内一维加卸载试验确定压缩模量或一维回弹模量随加卸载变化规律, 就能计算出往复荷载作用下桩筏基础的累积沉降。与传统的分层地基模型相比, 改进的分层地基模型较好地反映了地基土的应力扩散和变形协调能力, 尤其对于模量变化较大的分层地基而言, 因而更接近实际情况。最后通过单桩和桩筏基础的静力和往复加载离心模型试验, 来验证本文理论方法的正确性。

1 往复荷载下桩筏基础的沉降分析

这里在文献[5]所提出的方法上作了以下改进: ①在考虑土表面对土表面以及土表面对桩顶面的相互作用时采用改进的分层地基模型; ②在考虑往复荷载时, 考虑了往复加卸载对土体模量的影响, 但暂不考虑其对桩侧极限摩阻力的影响。

对刚性筏板和土的接触面进行有限元离散, 有限元形式详见文献[7]。考虑筏板和土的位移协调, 则有

$$\{P_{sp}\} = [K_{sp}]\{w_{sp}\} \quad (1)$$

其中 $\{P_{sp}\} = \{P_{s1}, P_{s2}, \dots, P_{sn_s}, P_{p1}, P_{p2}, \dots, P_{pn_p}\}^T$; $\{w_{sp}\} = \{w_{s1}, w_{s2}, \dots, w_{sn_s}, w_{p1}, w_{p2}, \dots, w_{pn_p}\}^T$; P_{si} 和 w_{si} 分别为土单元 i 上的等效集中力和平均位移; $P_{si} = \iint p_s dA_{si}$; p_s 为土单元上的分布力; A_{si} 为土单元 i 的面积; n_s 为土单元的个数; P_{pi} 和 w_{pi} 分别为桩 i 顶面的力和位移; n_p 为桩的数量; $[K_{sp}]$ 为桩土体系的刚度矩阵, 利用式(1)就可以求得刚性筏板群桩基础荷载沉降关系和桩、筏板各自分担的荷载, 从而实现对桩筏基础的求解。

桩土体系的刚度矩阵 $[K_{sp}]$ 一般由柔度矩阵 $[F_{sp}]$ 求逆后得到, $[F_{sp}]$ 可写成子矩阵的形式

$$[F_{sp}] = \begin{bmatrix} f^{ss} & f^{sp} \\ f^{ps} & f^{pp} \end{bmatrix}, \quad (2)$$

其中子矩阵 $[f^{ss}]$, $[f^{sp}]$, $[f^{ps}]$, $[f^{pp}]$ 分别表示土表面对土表面、桩顶面对土表面、土表面对桩顶面、桩顶面对桩顶面的相互作用关系矩阵。子矩阵 $[f^{pp}]$ 的确定方法详见文献[5]。下面主要介绍子矩阵 $[f^{ss}]$ 以及 $[f^{sp}]$ 或 $[f^{ps}]$ 的确定。

1.1 土表面对土表面的相互作用

子矩阵 $[f^{ss}]$ 中的柔度系数 f_{ii}^{ss} 定义如下:

$$f_{ii}^{ss} = \sum_{k=1}^n \frac{\bar{\sigma}_{zk} \Delta H_k}{E_{sk}} \quad (i=1, 2, \dots, n_s) \quad (3)$$

式中 柔度系数 f_{ii}^{ss} 表示土单元 i 在单位荷载下的位移, 为了避免应力集中, 在单元 i 上施加合力为单位 1 的均布荷载; ΔH_k 为第 k 土层的厚度; E_{sk} 为第 k 土层的压缩模量; n 为压缩层深度范围内的土层总数, $\bar{\sigma}_{zk}$ 为单元 i 表面中点下第 k 土层的平均附加应力。根据弹性层状半空间理论, 表面矩形均布荷载和集中荷载作用下土层应力分布为

$$\bar{\sigma}_{zk} \left(\frac{a}{2}, \frac{b}{2}, z \right) = -\frac{p_0}{2\pi} \int_0^\infty \xi \frac{F_{33} S_{44} - F_{34} S_{43}}{F_{33} F_{44} - F_{34} F_{43}} \cdot \iint_{\Omega} J_0 \left(\xi \sqrt{\left(x - \frac{a}{2} \right)^2 + \left(y - \frac{b}{2} \right)^2} \right) dx dy d\xi \quad (4)$$

式中 a, b 分别为土单元的长度和宽度; $p_0 = 1/(ab)$, z 为深度, 且在第 k 层土体的中点处; Ω 为土单元的面积, S_{ij} 和 F_{ij} 为矩阵 $[S]$ 和 $[F]$ 中的相应元素, 矩阵 $[S]$ 和 $[F]$ 定义如下:

$$\begin{cases} [S] = [\Phi(\xi, -(H_k - z))] \cdot [\Phi(\xi, -\Delta H_{k+1})] \cdots [\Phi(\xi, -\Delta H_n)] \\ [F] = [\Phi(\xi, -\Delta H_1)] \cdot [\Phi(\xi, -\Delta H_2)] \cdots [\Phi(\xi, -\Delta H_n)] \end{cases} \quad (5)$$

其中, H_k 为第 k 层土底部到表面的距离; $[\Phi(\xi, z)]$ 为 4×4 的传递矩阵, 各元素的函数式如下:

$$\begin{aligned} \Phi_{11} &= \frac{1}{2(1-\nu)} \xi z \cdot \text{sh} \xi z + \text{ch} \xi z, \\ \Phi_{12} &= \frac{1}{2(1-\nu)} [(1-2\nu) \cdot \text{sh} \xi z + \xi z + \text{ch} \xi z], \\ \Phi_{13} &= \frac{1+\nu}{(1-\nu)E} \cdot \frac{1}{2\xi} [(3-4\nu) \cdot \text{sh} \xi z + \xi z \cdot \text{ch} \xi z], \\ \Phi_{14} &= \frac{1+\nu}{(1-\nu)E} \cdot \frac{1}{2\xi} (\xi z \cdot \text{sh} \xi z), \\ \Phi_{21} &= \frac{1}{2(1-\nu)} [(1-2\nu) \cdot \text{sh} \xi z - \xi z \cdot \text{ch} \xi z], \\ \Phi_{22} &= \frac{1}{2(1-\nu)} \xi z \cdot \text{sh} \xi z + \text{ch} \xi z, \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\Phi_{23} &= \frac{1+\nu}{(1-\nu)E} \cdot \frac{1}{2\xi} \cdot \xi z \cdot \text{sh} \xi z, \\
\Phi_{24} &= \frac{1+\nu}{(1-\nu)E} \cdot \frac{1}{2\xi} [(3-4\nu)\text{sh} \xi z - \xi z \cdot \text{ch} \xi z], \\
\Phi_{31} &= \frac{E}{2(1-\nu^2)} \cdot \xi \cdot [\text{sh} \xi z + \xi z \cdot \text{ch} \xi z], \\
\Phi_{32} &= \frac{E}{2(1-\nu^2)} \cdot \xi \cdot \xi z \cdot \text{sh} \xi z, \\
\Phi_{33} &= \frac{E}{2(1-\nu)} \cdot \xi z \cdot \text{sh} \xi z + \text{ch} \xi z, \\
\Phi_{34} &= \frac{1}{2(1-\nu)E} \cdot ((1-2\nu) \cdot \text{sh} \xi z - \xi z \cdot \text{ch} \xi z), \\
\Phi_{41} &= \frac{E}{2(1-\nu^2)} \cdot \xi \cdot \xi z \cdot \text{sh} \xi z, \\
\Phi_{42} &= \frac{E}{2(1-\nu^2)} \cdot \xi \cdot (\text{sh} \xi z - \xi z + \text{ch} \xi z), \\
\Phi_{43} &= \frac{1}{2(1-\nu)} \cdot (\text{sh} \cdot \xi z + \xi z \cdot \text{ch} \xi z), \\
\Phi_{44} &= \frac{1}{2(1-\nu^2)} \cdot \xi z \cdot \text{sh} \xi z + \text{ch} \xi z,
\end{aligned}$$

式中, E , ν 分别为各土层的变形模量和泊松比, 变形模量可以通过土体的压缩模量或一维回弹模量换算得到^[8]。

同理, 柔度系数 f_{ij}^{ss} 定义如下:

$$f_{ij}^{\text{ss}} = \sum_{k=1}^n \frac{\bar{\sigma}_{zk} \Delta H_k}{E_{sk}} \quad (i, j = 1, 2, \dots, n_s; i \neq j) \quad (6)$$

式中, f_{ij}^{ss} 表示作用在土单元 j 上的单位荷载引起土单元 i 上的位移; $\bar{\sigma}_{zk}$ 表示单元 i 下第 k 土层的平均附加应力, 定义如下:

$$\bar{\sigma}_{zk}(r, z) = -\frac{P}{2\pi} \int_0^\infty \xi \frac{F_{33} S_{44} - F_{34} S_{43}}{F_{33} F_{44} - F_{34} F_{43}} J_0(\xi r) d\xi, \quad (7)$$

式中, r 为土单元 i, j 之间的距离。

1.2 土表面与桩顶面之间的相互作用

子矩阵 $[f^{\text{sp}}]$ 中的柔度系数 f_{ij}^{sp} 定义如下:

$$f_{ij}^{\text{sp}} = \sum_{k=1}^n \frac{\bar{\sigma}_{zk} \Delta H_k}{E_{sk}} + \sum_{l=1}^m \sum_{k=1}^n \frac{\bar{\sigma}_{lk} \Delta H_k}{E_{sk}} \quad (i = 1, 2, \dots, n_s; j = 1, 2, \dots, n_p) \quad (8)$$

式中, f_{ij}^{sp} 表示作用在桩 j 顶面单位荷载引起的土单元 i 中心的位移, m 为桩侧划分的土层数, $\bar{\sigma}_{zk}$, $\bar{\sigma}_{lk}$ 分别为桩端阻力和第 l 层的桩侧摩阻力引起单元 i 下第 k 层土体的平均附加应力。根据弹性层状半空间理论可以得到土体内部作用集中力 P 所引起的应力分布:

当计算点位于荷载作用面以上时,

$$\sigma(r, z) = \frac{P}{2\pi} \int_0^\infty \xi \left(a_{41} \frac{S_{14} \cdot F_{22} - S_{24} \cdot F_{12}}{F_{11} \cdot F_{22} - F_{12} \cdot F_{21}} + \right.$$

$$a_{42} \frac{S_{24} \cdot F_{11} - S_{14} \cdot F_{21}}{F_{11} \cdot F_{22} - F_{12} \cdot F_{21}} \Big) \cdot J_0(\xi r) \cdot d\xi \quad ; \quad (9)$$

当计算点位于荷载作用面以下时,

$$\sigma(r, z) = \frac{P}{2\pi} \int_0^\infty \xi \left(a_{43} \frac{S_{34} \cdot F_{44} - S_{44} \cdot F_{34}}{F_{33} \cdot F_{44} - F_{43} \cdot F_{34}} + a_{44} \frac{S_{44} \cdot F_{33} - S_{34} \cdot F_{43}}{F_{33} \cdot F_{44} - F_{43} \cdot F_{34}} \right) \cdot J_0(\xi r) \cdot d\xi \quad (10)$$

式中, r 为计算点与荷载作用点的距离, z 为计算点的深度, 且在第 k 层土体的中点处, S_{ij} , F_{ij} 和 a_{ij} 为矩阵 $[S]$, $[F]$ 和 $[a]$ 中的相应元素。矩阵 $[S]$, $[F]$ 和 $[a]$ 定义如下:

$$\begin{aligned}
[S] &= [\Phi(\xi, \Delta H_n)] \cdots [\Phi(\xi, \Delta H_{l+1})] \cdot [\Phi(\xi, \Delta H_l/2)], \\
[F] &= [\Phi(\xi, \Delta H_n)] \cdots [\Phi(\xi, \Delta H_2)] \cdot [\Phi(\xi, \Delta H_1)], \\
[a] &= [\Phi(\xi, z - \Delta H_{k-1})] \cdot [\Phi(\xi, \Delta H_{k-1})] \cdots [\Phi(\xi, \Delta H_1)].
\end{aligned}$$

子矩阵 $[f^{\text{ps}}]$ 中的各柔度系数可以通过 Maxwell 相互作用原理求得:

$$f_{ij}^{\text{ps}} = f_{ji}^{\text{sp}} \quad (i = 1, 2, \dots, n_p; j = 1, 2, \dots, n_s) \quad (11)$$

其中, 柔度 f_{ij}^{ps} 表示作用在土单元 j 上的单位荷载引起的桩 i 顶面位移。

1.3 往复荷载作用下桩筏基础沉降的计算

对于桩筏基础受往复加卸载作用, 需考虑两方面的因素: 一是加载沉降, 二是卸载回弹。关键在于卸载回弹如何计算, 在考虑卸载回弹时, 将卸载看作反向加载, 求得桩筏基础的卸载回弹量, 这样 N 次往复加卸载次数下桩筏基础的累积沉降计算公式可表示为

$$s = \sum_{i=1}^N (s_{si} - s_{ri}) \quad (12)$$

式中, s_{si} 和 s_{ri} 分别第 i 次加卸载下桩筏基础的加载沉降量和卸载回弹量, s 为 N 次加卸载作用下桩筏基础的累计沉降量, N 为往复加卸载次数。

至于土体的模量, 根据前面所阐述的分析方法的特点, 沉降计算采用压缩模量或一维回弹模量, 应力计算则采用变形模量或三维回弹模量, 可以将压缩模量转换成相应的变形模量和三维回弹模量。因此问题的关键在于压缩模量或一维回弹模量随加卸载次数的变化规律。

2 离心模型试验验证

2.1 试验设备

离心模型试验在同济大学 TLJ-150 复合型岩土离心试验机上进行, 该机容量为 150 g·t, 最大加速度 200g, 有效旋转半径为 3 m, 模型箱尺寸为 0.9 m × 0.7 m × 0.7 m (长 × 宽 × 高)。试验采用的观测仪器见表 1。

表 1 试验采用的量测仪器

Table 1 Instruments for model measurement

量测设备	线性差动位移计	电涡流传感器	力传感器	电阻应变片
型号	CW-50	WO662	XH33	BX120-4 AA
量测目的	土体沉降	筏板沉降	施加的外荷载	桩身应变
数量	3	2	1	3 组
量程	0~5 cm	±5 mm	0~10000 N	10000 μm
精度	0.001 mm	10 μm	0.001 N	2.08%

2.2 模型的制作

根据离心模型试验的相似原理、模型箱尺寸、边界效应、模型的制作以及试验过程实施方便,将原型缩尺 1/100,采用的离心加速度为 100g。桩基模拟的关键问题,一是桩基自身的变形特性要求与原型一致,二是桩基与桩侧土体的摩阻特性要求与原型一致。模型桩以抗压刚度相似条件进行模拟,采用铝合金空心管制作桩基模型,桩底焊接 60° 的尖形桩靴,模型桩长 350 mm,外径 10 mm,壁厚 2 mm,在 100g 离心场中,模拟桩长 35 m,直径 1 m 的原型桩。3×3 的桩筏基础筏板采用 20 mm 厚铝合金板制作,边长 130 mm,预留九个小孔用来固定铝合金管,桩间距 50 mm,在 100g 离心场中,模拟板厚 2 m,边长 13 m 的原型筏板,桩的间距为 5 m,由于铝合金板刚度较大,筏板可以认为刚性。为了量测桩身轴力,沿桩身粘贴 4 组等间距的应变片,导线由空心管内部引出,导线与应变片焊接后在桩周围涂上硅树脂和白蜡以保护应变片。在模型桩表面涂抹粉砂来模拟桩基与桩侧土体的摩阻特性。

模型试验土体取自上海长兴岛造船基地第②₃层灰色砂质粉土,层面标高约-2.0~1.5 m,一般厚度为 16 m,状态为松散一稍密。该层土渗透性较大,易于排水压密和强度的提高。以地基强度指标作为主要模拟量,含水率、重度等参量都作为次要参量。地基土在 100g 下固结 60 min 后地基土的主要性质如表 2。

表 2 模型地基土层的主要性质

Table 2 Properties of foundation soils

含水率 /%	密度 /($\text{kg}\cdot\text{m}^{-3}$)	孔隙比	固结不排水强度指标	
			c/kPa	$\varphi/(^{\circ})$
9.79	1520	0.95	1.00	33.7

2.3 试验内容与试验步骤

离心模型试验共分为三组,包括单桩离心模型和 3×3 桩筏基础离心模型试验(恒载和往复加卸载),全面模拟桩土之间的荷载传递规律、竖向荷载作用下桩—筏—土共同作用机理以及往复荷载作用下桩筏基础的沉降特性。试验步骤如下:

(1) 清洁模型箱,在模型箱壁和有机玻璃内侧涂硅油,黏贴塑料薄膜,以减少箱壁的摩擦作用。

(2) 按照设计的含水率,将称好质量的土料按每层 4~6 cm 填筑,击实到规定的密度,直到预定高度 55 cm,地基制作完成后,自然固结 1 d。

(3) 将模型桩压入制作好的模型地基中,桩端距模型箱底部 20 mm。

(4) 把模型放入离心机转室内,在 100g 下恒定旋转 60 min 停机,相当于自然状态下模拟原型固结 14 个月左右的固结。

(5) 固定好支架,在地基土模型中间断面上安装位移传感计#1, #2, #3, #4 (#1 为电涡流位移传感器, #2, #3, #4 为差动式位移计),具体布置如图 1 所示。启动离心机,在 12 min 内模型被加速到 100g,观测位移计的时间曲线,当沉降相对稳定(即沉降速率 <0.05 mm/分),约需 6 min,此时进行位移计的读数。

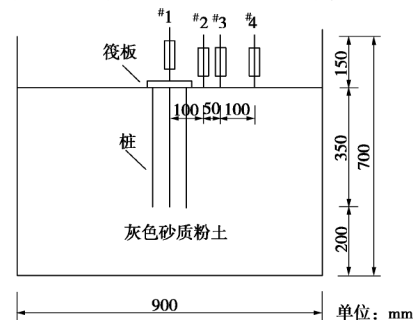


图 1 位移传感计布置示意图

Fig. 1 Layout of displacement cells

(6) 通过计算机控制电液伺服加荷系统,分级施加荷载,分别测量各级荷载下的沉降。模型桩上布置电阻应变片测量应变,经计算和修正得到桩侧轴力、桩侧摩阻力、桩端阻力等。

2.4 试验结果与分析

为了验证上述方法的正确性,对单桩和桩筏基础进行离心模型试验,便于理解和分析,将离心机模型试验数据转化到对应原型尺度下进行论述。经测定,桩和筏板弹性模量均为 20 GPa,泊松比均为 0.16。将土体自上而下分为四层,各层的泊松比均取 0.3,土性其它参数如表 3 所示,表中的弹性模量由压缩模量换算得到,换算方法参见文献[9],极限摩阻力由土体固结不排水强度指标和上覆有效应力估算得到。

表 3 土层分布与土性参数

Table 3 Soil strata and soil properties

层序	层厚/m	弹性模量/MPa	极限摩阻力/kPa
①	5	11.75	26.33
②	10	11.75	102.31
③	10	11.75	203.61
④	10	11.75	304.92
⑤	20	11.75	—

(1) 单桩离心模型试验成果

单桩荷载位移曲线见图 2 所示。可以看出, 计算值和实测值吻合得较好。当单桩荷载较小时, 荷载位移曲线接近一条直线, 在这一阶段桩侧摩阻力随沉降的增大而逐渐发挥, 仍处于线性增长阶段, 端阻力起的作用不大。当荷载逐渐增大时, 单桩荷载位移关系呈现非线性特性, 且 $Q-s$ 曲线斜率较前一阶段大, 此时侧摩阻力随沉降增加已进入非线性增加段, 端阻力在这一阶段的后段逐渐发挥。当荷载进一步增大, 荷载位移曲线经过很明显的拐点后, 成一条近似垂直的直线, 单桩桩侧摩阻力得到充分的发挥, 达到单桩的极限承载力。根据曲线拐点确定单桩极限承载力, 该桩极限承载力约为 8000 kN。

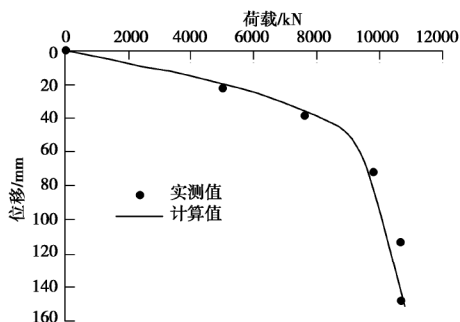


图 2 单桩荷载位移曲线

Fig. 2 Load-displacement curves of single pile

单桩轴力曲线见图 3 所示。可以看出, 用理论方法计算得出的轴力分布和实测值基本一致。桩身轴力分布合理, 随着深度的增加而减小, 随着桩顶荷载的增大而增加。由桩身下沉引起的土体位移变化见图 4 所示。横坐标代表距桩中心的距离, 纵坐标代表土体的位移。

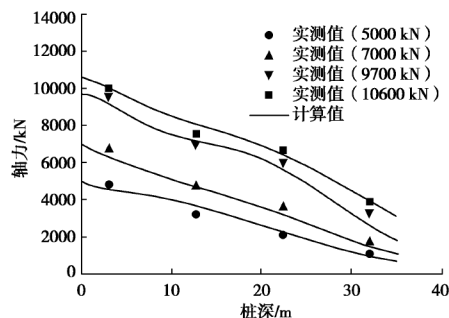


图 3 单桩轴力分布曲线

Fig. 3 Distribution of axial load in single pile

由图 4 可以看出, 试验得到的土体位移衰减速度比 Randolph 和 Wroth 描述的要略快, 但规律基本一致, 即随着距离的增加, 由桩身下沉引起的土体位移迅速减小, 当距离桩中心大约 10 倍直径 (影响半径)

时, 土体位移趋近为零。由此可见, 用本文的方法能正确地描述单桩的荷载传递规律和受力变形特性。

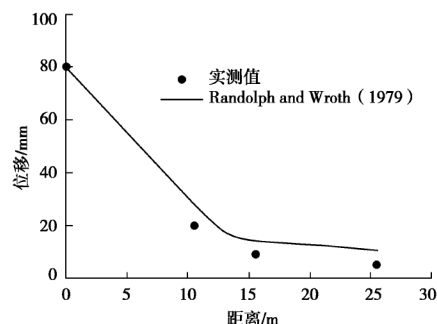


图 4 土体位移场衰减特性

Fig. 4 Behaviour of settlement of soils

(2) 桩筏离心模型试验成果

3×3 的桩筏基础的荷载位移曲线见图 5。可以看出, 当荷载较小时, 由于试验开始筏板和土体之间有间隙, 导致桩筏基础沉降比计算值略为偏大。当荷载逐渐增大时, 荷载位移曲线经过一个不是很明显的拐点, 进入另一条近似的直线段, 且斜率较前一阶段大, 此时桩侧摩阻力随沉降增加已进入非线性增加段, 端阻力在这一阶段的后段逐渐发挥, 且筏板开始承担部分荷载。当荷载进一步增大, 荷载位移曲线经过很明显的拐点后, 桩侧摩阻力得到充分的发挥, 筏板底下土体进入塑性, 桩筏基础达到其极限承载力。根据曲线拐点确定极限承载力, 该桩筏基础的极限承载力约为 70000 kN。在这一阶段, 本文方法计算的桩筏基础刚度比试验值明显偏大, 这主要是理论方法中只考虑桩土界面的非线性特性, 并假设筏板下的土体为弹性介质, 这与实际不相符, 尤其当筏板上施加的荷载较大, 筏板底下土体可能进入塑性, 本文分析方法在土的本构模型方面还需进一步的改进。

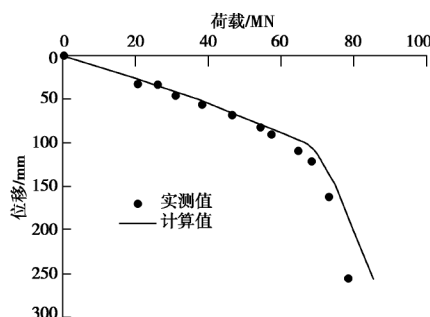


图 5 桩筏基础的荷载位移曲线

Fig. 5 Load-displacement curves of piled raft foundation

桩筏基础在竖向荷载 50000 kN 时的桩筏荷载分担情况见图 6 所示。

由图 6 可以看出,在弹性阶段,桩筏基础角桩分担的荷载最大,边桩次之,中心桩分担的荷载最小,筏板约承担 23%的总荷载。可以预见角桩最先达到其极限承载力,符合工程实际情况,故在实际工程中可以采用长短桩的组合方式进行优化设计,节约工程造价。本文方法计算桩筏基础在弹性阶段的荷载分担比例和实测值比较接近。

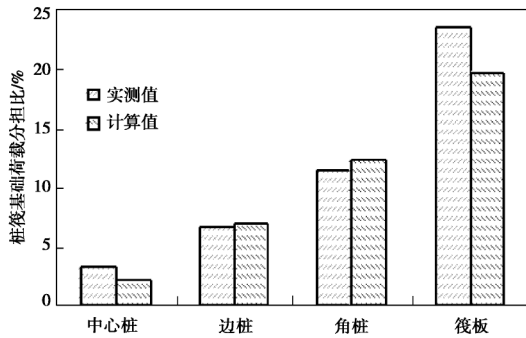


图 6 桩筏基础荷载分担百分比 (50000 kN)

Fig. 6 Percentage of load carried by piles and rafts (50000 kN)

当桩筏基础进入塑性时,桩筏基础的荷载分担规律见图 7 所示。由图 7 可以看出,当桩筏基础处于弹性阶段,筏板承担较小的荷载,随着荷载进一步的增大,桩土界面开始出现滑移,桩开始进入塑性,桩分担的荷载向筏板转移,筏板承担的荷载增加,在桩筏基础达到极限承载力 70000 kN 时,筏板分担大约 30%的荷载。桩筏基础在塑性阶段时,本文方法计算的桩分担比例较试验值略大。这主要是假设桩底土为弹性,导致桩的刚度较大,分担了比实际情况更多的荷载。但总的来说,本文方法能分析桩筏基础在竖向荷载作用下的荷载沉降规律、桩土荷载分担以及筏板和群桩的内力。在设计桩基础时,充分考虑筏板对承载力的贡献,可以大大减少桩的数量,节约成本。

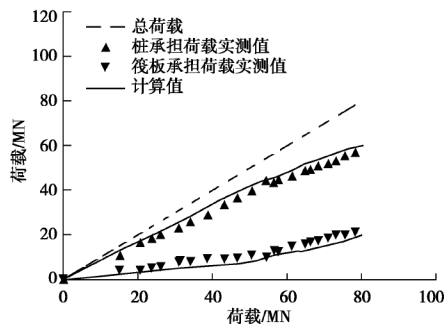


图 7 桩筏基础荷载分担

Fig. 7 Load carried by piles and rafts

(3) 往复荷载作用下桩筏离心模型试验成果
对桩筏基础进行 6 次加卸载,其加载路径为 0 kN

—20000 kN—30000 kN—40000 kN—50000 kN—
20000 kN—0 kN, 其荷载位移曲线如图 8 所示。

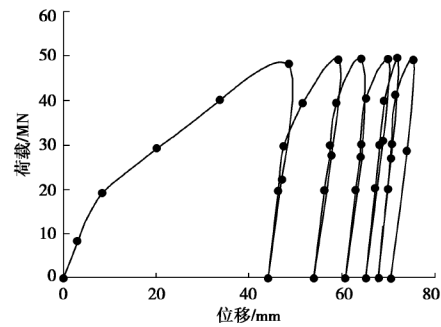


图 8 重复荷载下桩筏基础荷载位移关系

Fig. 8 Load-displacement curves of piled raft foundation under repeated loading

由图 8 可以看出,随着加卸载次数的增加,桩筏基础的塑性变形累积,第一次循环完成时塑性变形较大,约占 6 次加卸载所产生变形的 63%左右。第 5 次循环后变形规律基本一致,表明在 5 次循环后塑性变形基本完成,位移基本稳定,且荷载位移曲线的斜率即桩筏基础的整体刚度也趋于一定值。这主要是随着加卸载次数增多,土体压密,筏板和土紧密接触,且筏板上施加的荷载没有使桩筏基础进入塑性,故整个桩筏基础体系处于近似理想弹性状态,达到 5 次加卸载循环后,几乎只产生可以恢复的弹性变形,无塑性变形产生,通过上述规律,可以预测桩筏基础的长期变形,对变形控制设计有着重大的指导意义。

将地基土进行循环加载试验,在一维固结仪上进行,表 4 给出了室内试验得到的往复加载过程中各土样压缩模量和一维回弹模量的变化。

表 4 压缩模量和一维回弹模量随加载次数变化规律

Table 4 Variation of compression modulus and one-dimensional resilient modulus with number of loading and unloading

模量 /MPa	加(卸)载次数					
	1	2	3	4	5	6
压缩模量	3.92	20.06	25.92	28.50	30.45	31.12
回弹模量	28.30	30.44	32.56	33.14	33.89	34.51

从表 4 可以看出,土体压缩变形主要发生在首次加载阶段,基本可完成总变形的 50%~70%,土样经过 5 次加载,压缩变形基本稳定。回弹模量随卸载次数的变化应该不是很显著,随着加载和卸载次数的增加,压缩模量和回弹模量最终趋向一致。

表 5 给出了本文方法计算值与试验值的对比。可以看出,每次加卸载时桩筏基础的沉降、回弹计算值和试验值比较接近。6 次加卸载后桩筏基础的累积沉降计算值和试验值相差 14.5%,满足实际工程中精度要求。由此可见,用本文的分析方法可以准确计算

重复荷载下桩筏基础的累积沉降。

表 5 计算值与实测值的对比

Table 5 Comparison between calculated and test values

加卸载次数	筏板沉降和回弹值/mm	
	试验值	计算值
第 1 次加载	48.4	53.4
第 1 次卸载	-4.3	-7.2
第 2 次加载	15.0	10.2
第 2 次卸载	-5.2	-6.1
第 3 次加载	10.1	8.1
第 3 次卸载	-3.4	-5.1
第 4 次加载	9.2	7.0
第 4 次卸载	-4.8	-4.6
第 5 次加载	7.0	6.3
第 5 次卸载	-4.3	-4.1
第 6 次加载	7.5	5.8
第 6 次卸载	-4.8	-3.5
总沉降	70.4	60.2

3 结 论

提出了一种适用于重复加卸载下刚性桩筏基础沉降的分析方法, 所提出的分析方法基于改进的分层地基模式, 应力计算则采用了层状弹性半空间理论来代替传统均质弹性半空间的 Boussinesq 解, 明显地提高了层状地基应力计算的合理性; 同时沉降计算采用了压缩模量和一维回弹模量, 可以通过简单的室内一维加卸载试验来确定这些模量随加卸载次数的变化规律, 从而比较简便地实现了对重复加卸载下桩筏基础沉降的合理预测。

通过了三个离心模型对所提出的理论预测方法进行验证, 结果表明:

(1) 本文所采用的桩土作用非线性模型以及刚性桩筏基础分析理论是比较合理的。刚性桩筏基础的角桩分担的荷载最大, 边桩次之, 中心桩最小, 可以预见角桩最先达到其极限承载力, 故在实际工程中可以采用长短桩的组合方式节约工程造价; 3×3 桩筏基础处于弹性状态时, 筏板承担约 23% 的荷载, 在极限状态时, 承担约 27% 的荷载甚至更大, 传统的桩基设计方法假设所有的荷载都由桩来承担, 显得过于保守。

(2) 所提出的适用于重复加卸载的长期沉降预测方法是可行的; 3×3 桩筏基础经历 5 次加卸载后,

位移基本稳定, 且荷载位移曲线的斜率即桩筏基础的整体刚度也趋于一定值。第 1 次加卸载所累计的位移占总位移大约 63%, 通过该规律可以对桩筏基础长期变形进行预测。

参考文献:

[1] POULOS H G. Pile behaviour: theory and application[J]. Geotechnique, 1989, **39**(3): 365 - 415.

[2] POULOS H G, DAVIS E H. Pile foundation analysis and design[M]. New York: John Wiley and Sons, 1980.

[3] POULOS H G. Piled raft foundations: design and applications[J]. Geotechnique, 2001, **51**(2): 95 - 113.

[4] YANG M. Study on reducing-settlement pile foundation based on controlling settlement principle[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2000, **22**(4): 481 - 486.

[5] 黄茂松, 江 杰, 梁发云, 顾倩燕. 层状地基中桩基础的竖向荷载位移关系非线性分析方法[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(10): 1423 - 1429. (HUANG Mao-song, JIANG Jie, LIANG Fa-yun, GU Qian-yan. Nonlinear analysis for settlement of vertically loaded pile foundation in layered soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(10): 1423 - 1429. (in Chinese))

[6] BURMISTER D M. The general theory of stresses and displacements in layered soil systems[J]. Journal of Applied Physics, 1945, **6**(2): 89 - 96, **6**(3): 126 - 127, **6**(5): 296 - 302.

[7] 江 杰, 黄茂松, 梁发云, 顾倩燕. 桩筏基础相互作用非线性简化分析[J]. 岩土工程学报, 2008, **30**(1): 112 - 117. (JIANG Jie, HUANG Mao-song, LIANG Fa-yun, GU Qian-yan. Analysis of the interaction mechanism of piled raft foundation with simplified nonlinear model[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2008, **30**(1): 112 - 117. (in Chinese))

[8] 梁发云. 基于多孔介质理论的地基土变形模量估算方法[J]. 岩土力学, 2004, **25**(7): 1147 - 1150. (LIANG Fa-yun. An approach for estimating deformation modulus of subsoil based on porous medium theory[J]. Rock and Soil Mechanics, 2004, **25**(7): 1147 - 1150. (in Chinese))