

DOI: 10.11779/CJGE202101001

现代地基设计理论的创新与发展

杨光华

(1. 广东省水利水电科学研究院, 广东 广州 510635; 2. 广东省岩土工程技术研究中心, 广东 广州 510635)

摘要: 主要介绍了依据现场原位压板载荷试验而建立的一套地基设计的新理论。地基设计中地基沉降计算与地基承载力合理确定的问题是土力学中的经典问题。现代土力学理论虽然发展了土的本构模型和现代数值计算方法, 解决了非线性等复杂的计算难题, 但实际工程设计中, 目前采用的仍是传统的半理论半经验的方法, 这是土力学理论创立近百年以来都没很好解决的一个问题。问题的根本原因是什么? 应如何破解? 本文认为对于结构性的硬土地基, 传统理论依据室内土样试验求参数, 由于取样扰动等的影响, 这样得到的参数不能反映原位土的特性, 从而使依据这些参数计算的结果与实际结果差异大。为解决这个难题, 依据现场原位压板载荷试验曲线建立了切线模量法的计算模型并反算出模型的3个土体参数: 初始切线模量 E_{t0} , 黏聚力 c 和内摩擦角 φ 。该法所需参数少, 物理意义明确, 参数来源于现场原位试验, 避免了取样扰动影响, 精度可靠, 可以计算基础沉降的非线性直到破坏的全过程。对于地基承载力, 提出了用切线模量法计算实际基础的荷载沉降的 $p-s$ 曲线, 根据 $p-s$ 曲线依据强度和变形双控的原则确定最合适的地基承载力的方法, 实现变形控制设计, 解决了以往直接由压板载荷试验曲线确定承载力存在的尺寸效应问题。对软土地基的沉降计算, 在 Duncan-Chang 模型基础上, 用压缩试验的 $e-p$ 曲线构建了非线性沉降的实用计算方法, 并建立了用压缩模量 E_{s1-2} 求 $e-p$ 曲线的方法, 这样只用压缩模量 E_{s1-2} 即可进行非线性沉降计算。由于一般饱和软土的 E_{s1-2} 为 2~4 MPa, 变化范围小, 参数简单而较为可靠, 从而使方法易于应用。该项研究为破解土力学的百年难题提供了新的思路, 值得进一步发展完善, 为现代地基设计提供更科学的新方法。

关键词: 地基沉降; 承载力; 切线模量法; 压板载荷试验

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2021)01-0001-18

作者简介: 杨光华(1962—), 男, 广东罗定人, 博士, 教授级高级工程师, 博士生导师, 主要从事本构理论、基础工程、软土工程及基坑工程等方面的研究、设计及咨询工作。出版专著:《深基坑支护结构的实用计算方法及其应用》(2004)、《土的本构模型的广义位势理论及其应用》(2007)、《地基沉降计算的新方法及其应用》(2013)。E-mail: 1084242143@qq.com。



Innovation and development of modern theories for foundation design

YANG Guang-hua

(1. Guangdong Research Institute of Water Resources and Hydropower, Guangzhou 510635, China; 2. The Geotechnical Engineering Technology Center of Guangdong Province, Guangzhou 510635, China)

Abstract: A set of new theory of foundation design is introduced based on in-situ plate loading tests. The calculation of foundation settlement and the reasonable determination of bearing capacity in foundation design are the classic problems in soil mechanics. Although the modern soil mechanics theories have developed soil constitutive models and numerical methods to solve complex problems such as nonlinearities, the actual engineering design around the world is still using the traditional semi-theoretical and semi-empirical method. It is a problem that has not been solved well since the foundation of soil mechanics theory for nearly a hundred years. What is the root cause of the problem? How to solve it? It is believed that for the structured hard soils, the traditional theories are based on the indoor soil sample tests to obtain parameters. Due to the influences of sampling disturbances, the parameters obtained in this way cannot reflect the characteristics of the in-situ soils, so that the calculated results based on such parameters are not consistent with actual conditions and the results vary greatly. In order to solve this problem, the model for calculating the tangent modulus method is established based on the in-situ plate loading test curve, and the three soil parameters of the model are inversely calculated: initial tangent modulus E_{t0} , cohesion c and internal

基金项目: 国家自然科学基金项目 (52078143)

收稿日期: 2020-10-17

friction angle φ . The proposed method requires few parameters and has clear physical meaning. The parameters are derived from the in-situ tests, avoiding the influences of sampling disturbance, and the accuracy is reliable. It can be used to calculate the whole process from the nonlinearity of foundation settlement to failure. For the bearing capacity of foundation, the relation curve of the pressure and settlement (p - s curve) of the actual foundation is calculated by the tangent modulus method. According to the p - s curve, a method to determine the most suitable bearing capacity of foundation based on the principles of dual-control of strength and deformation realizes the deformation control design. At the same time, this method can solve the problem of the size effect of the bearing capacity directly determined by the plate loading test curve in the past. For the settlement calculation of soft soil foundation, on the basis of the Duncan-Chang model, a practical method for calculating the nonlinear settlement is established using the e - p curve of the compression tests. And a method for calculating e - p curve with compressive modulus E_{s1-2} is established, so that only the compressive modulus E_{s1-2} can be used to calculate the nonlinear settlement. Since the compressive modulus E_{s1-2} of general saturated soft soils is about 2~4 MPa, the range of change is small, the parameters are simple and reliable, and the proposed method is easy to apply. This research provides a new idea for solving the century-old problems of soil mechanics and a more scientific new method for modern foundation design, which is worthy of further development and improvement.

Key words: foundation settlement; bearing capacity; tangent modulus method; plate loading test

1 地基设计理论的现状与局限性

地基设计是土力学的经典问题,其涉及到两个问题,即地基的承载力和地基的变形问题。现代土力学虽然发展了现代土的本构模型和数值计算方法,解决了复杂计算的难题,但要严格准确地计算地基的承载力与变形还是困难的,目前全世界的工程设计还都是采用半理论半经验的方法,这似乎与现代的精确科学很不相称。

1.1 地基承载力的问题

土力学中的地基承载力通常是把土体看作理想刚塑性材料,利用极限分析方法,建立了地基的极限承载力公式,通用公式为^[1]

$$P_u = \frac{1}{2} N_\gamma B + q N_q + N_c c \quad (1)$$

式中 N_γ , N_q , N_c 为由土的内摩擦角 φ 确定的函数; γ 为土的重度; B 为基础宽度; q 为基础埋深在两侧的土压力; c 为土的黏聚力。

式(1)是一个理想刚塑性材料的极限承载力公式。实际的现场压板载荷试验中,地基的荷载沉降曲线是非线性的渐变曲线,如图1所示,实际试验中甚至都较难准确确定地基的极限承载力。一般如果用室内试验所得到土的强度指标 c , φ 值计算地基极限承载力与现场压板载荷试验比较,两者估计还是较难相同。如在工程设计中,按照地基极限承载力设计时,允许承载力的安全系数 K 一般为 2~3,尚有较大的安全储备,极限承载力的误差,尚不致影响到地基失稳。地基设计中,工程师主要关心的是地基允许承载力取值。通常地基允许承载力取为极限承载力的 $\frac{1}{2} \sim \frac{1}{3}$,这样,即使极限承载力不准确,也有足够的安全储备。

中国规范中确定地基允许承载力有较为详细的方案^[2],通常有两种方法:一是 $P_{1/4}$ 法;二是通过特征值进行深度和宽度修正得到。

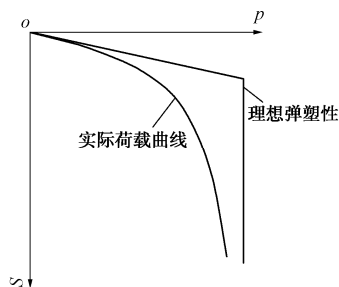


图1 实际基础荷载沉降曲线与理想弹塑性曲线

Fig. 1 Actual foundation load settlement curve and ideal elastoplastic curve

(1) $P_{1/4}$ 法

$P_{1/4}$ 法是通过 c , φ 值计算,允许基础下地基的塑性区深度达到基础宽度的 1/4。但由于是采用弹性应力,对不同的土 $P_{1/4}$ 法的安全系数是不同的,当土质较好, φ 值较大时, $P_{1/4}$ 法的安全系数较大,陆培炎等^[3]从弹塑性应力解的角度出发,认为 $P_{1/4}$ 还是比较保守的。王红升等^[4]曾经对基础宽度 $b=2\text{ m}$,埋深 $h=1\text{ m}$ 的条件,地基土重度 $\gamma=18\text{ kN/m}^3$,用太沙基公式计算极限承载力,与 $P_{1/4}$ 法比较,得到 $P_{1/4}$ 法对应的安全系数变化如表1所示。

表1 $P_{1/4}$ 法的安全系数

Table 1 Values of safety factor of $P_{1/4}$ method

c/kPa	$\varphi /(^{\circ})$									
	0	5	10	15	20	25	30	35	40	45
0	—	—	1.86	2.13	2.80	4.18	5.62	7.84	15.6	21.7
10	1.52	1.78	2.09	2.38	2.94	4.01	5.28	7.25	13.1	19.1
20	1.65	1.87	2.16	2.47	2.99	3.94	5.12	6.95	11.9	17.6
30	1.70	1.90	2.20	2.52	3.02	3.90	5.03	6.77	11.2	—
40	1.73	1.93	2.22	2.55	3.04	3.88	4.97	6.64	—	—
50	1.75	1.95	2.23	2.57	3.05	3.86	4.93	—	—	—
中值	1.67	1.89	2.12	2.44	2.97	3.96	5.16	7.09	13.0	19.5

由表1可见, $P_{1/4}$ 法对不同的土, 其安全系数是不同的, 对于内摩擦角大于 20° 的硬土, 安全系数会大于3, 是偏安全的。对软土, 当内摩擦角小于 10° 时, 安全系数小于2。因而对硬土还有更大的潜力, 对软土不仅安全系数偏小, 沉降也偏大。其实地基的塑性区是不可测的, 表观可测的唯有变形, $P_{1/4}$ 法也是一种概念下的经验值, 可能还不如安全系数更直观。

(2) 深宽修正法

中国建筑地基规范提供一种广泛应用的地基承载力计算方法, 或称为修正承载力特征值:

$$f_a = f_{ak} + \eta_b \gamma (b-3) + \eta_d \gamma_m (d-0.5) \quad (2)$$

式中 b 为基础宽度, 当小于3m时按3m考虑, 当大于6m时按6m考虑; d 为基础埋深; η_b , η_d 为考虑基础宽度和埋深影响的地基承载力修正系数, 按土的类别取值; f_{ak} 为地基承载力特征值的经验值, 可根据土的物理力学指标、其他试验方法以及载荷试验等方法综合确定。

该方法关键是 f_{ak} 的确定, 除了压板载荷试验方法外, 其他方法也都是经验性为主, 而即使最可靠的现场压板试验也难以准确确定。按规范试验方法确定 f_{ak} 的方法为: ①当 $p-s$ 曲线有明显的比例界限时, 取该比例界限对应的荷载值; ②当极限荷载能确定, 且该值小于对应比例界限的荷载值的2倍时, 取极限荷载的一半; ③不能按上述两种方法确定时, 如压板面积为 $0.25 \sim 0.5 \text{ m}^2$, 可取沉降比 $s/b = 0.01 \sim 0.015$ 所对应的荷载, 但其值不大于最大加载量的一半, s 为压板沉降, b 为压板直径或宽度。

而广东省建筑地基设计规范^[5]的沉降比取值为 $s/b = 0.015 \sim 0.02$ 。通常 f_{ak} 按沉降比确定的较多, 而按这个沉降比取定的承载力就合适吗? 宰金珉等^[6]还认为, 对于中低压缩性土可以取更大的沉降比, 如可取 $s/b = 0.03 \sim 0.04$ 。

以下为某实际工程的地基承载力特征值取值案例:

图2为一个工程的压板试验曲线, 工程要求地基承载力特征值为300 kPa, 试验进行到900 kPa, 压板试验边长为0.5 m。试验后检测单位提供的地基承载力特征值为247 kPa, 达不到设计要求的300 kPa, 似乎要进行地基处理。而仔细思考, 247 kPa是如何得到的, 是否合理? 最大试验荷载已经达到要求的地基承载力的3倍了, 怎么还不够呢? 从地基强度角度来说, 安全储备完全充裕, 而检测单位之所以取247 kPa, 是依据规范的沉降比 $s/b = 0.01$ 所对应的压力值。但如果取沉降比 $s/b = 0.015$ 对应的压力值, 则承载力可达310 kPa, 则承载力满足要求, 无需进行地基处理。如果按广东规范, 最大可取 $s/b = 0.02$ 对应的压力, 为400 kPa, 与最大加载压力900 kPa比, 安全系数尚大

于2, 显然地基强度也是安全的, 甚至承载力还可以更大。那么地基承载力如何取值才合理呢? 显然, 现场压板载荷试验结果是确定地基承载力的最可靠方法了, 但如何从试验结果中合理确定地基的承载力, 这个问题还没有解决好。仅从沉降比 s/b 考虑, 不同的人取沉降比不同, 可能会得到不同的承载力。本项研究将提出一种依据压板试验结果确定地基承载力的新方法, 但不是直接依据压板载荷试验曲线, 而是利用压板载荷试验曲线建立模型, 计算实际基础的荷载沉降 $p-s$ 曲线, 由实际基础的荷载沉降 $p-s$ 曲线根据强度和变形双控原则确定合理的地基承载力, 保证地基的强度安全和变形安全。

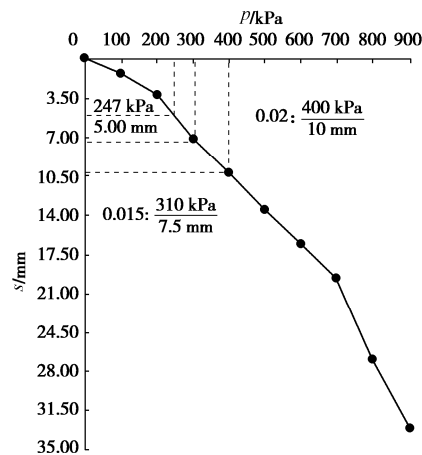


图2 压板载荷试验曲线

Fig. 2 Curves of plate loading tests

1.2 地基沉降问题

地基承载力的合理确定其实是与地基沉降有关的。前文利用压板载荷试验, 用沉降比取定地基的承载力, 目的就是控制实际基础的沉降不致过大, 但这样取定的承载力并不一定就能保证实际基础的沉降是安全的, 且在沉降比范围内取值也有一定的人为性, 难以合理取定。所以, 要体现地基承载力问题, 就必须体现沉降的问题。但目前地基沉降计算同样也是一个算不准的问题。虽然目前提出了多种地基沉降计算方法^[7-8], 工程实际中, 工程设计的沉降计算仍还是半理论半经验方法, 工程应用主要还是半经验半理论的公式。国内最具代表性且应用最广泛的当属国标建筑地基设计规范的沉降计算公式^[2]:

$$\left. \begin{aligned} S &= \psi_s s' = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{p_0}{E_{si}} (z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1}) \\ \bar{E}_s &= \frac{\sum A_i}{\sum \frac{A_i}{E_{si}}} \\ A_i &= z_i \bar{\alpha}_i - z_{i-1} \bar{\alpha}_{i-1} \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中 s' 为按分层总和法计算出的地基变形量; ψ_s 为沉降计算经验系数, 通常按表2取值; E_{si} 为基础底面

下第 i 层土的压缩模量，应取土的自重压力至土的自重压力与附加压力之和的压力段计算； \bar{E}_s 为变形计算深度范围内压缩模量的当量值； A_i 为第 i 层土附加应力系数沿土层厚度的积分值，如图 3 所示。

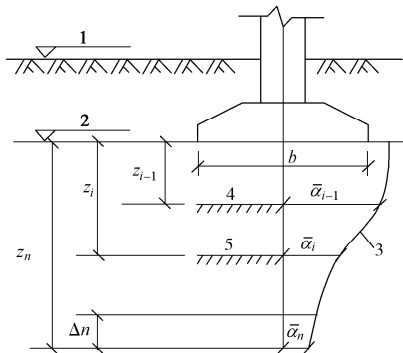


图 3 地基沉降计算的分层土

Fig. 3 Layered soils calculated for foundation settlement

表 2 沉降计算经验系数

Table 2 Empirical coefficients of settlement calculation

基地附加应力	\bar{E}_s /MPa				
	2.5	4.0	7.0	15.0	20.0
$p_0 \geq f_{ak}$	1.4	1.3	1.0	0.4	0.2
$p_0 \leq 0.75 f_{ak}$	1.1	1.0	0.7	0.4	0.2

表 2 中的经验系数是通过实测与计算结果对比而获得，是反映实际的，但也反映了理论计算与实际的差距。

分析表 2 中的经验系数，可为改进地基沉降方法获得启示：软土压缩模量小于 4.0 MPa 时，修正系数大于 1.0，最大为 1.4；硬土时，修正系数小于 1.0，最小为 0.2。

式 (3) 中，理论计算是采用室内压缩试验的 $e-p$ 曲线计算土体的压缩量作为地基的沉降量，然后乘以经验修正系数 ψ_s 进行修正。

土的压缩曲线 $e-p$ 曲线通过侧限压缩试验获得，也即是在土体无侧限变形条件下获得，如图 4 所示，其反映的是无侧向变形的压缩量， $e-p$ 曲线随着荷载的 p 的增大越压越密实， p 越大，孔隙比 e 越小，最终趋向于稳定，而变形增量也趋向为零。

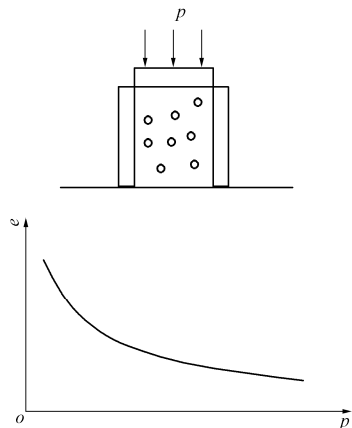


图 4 侧限压缩试验及其 $e-p$ 曲线

Fig. 4 Confined compression tests and $e-p$ curve

但这种变形趋势与实际基础的沉降变形是相反的，如图 5 所示，一般的地基压板载荷试验的沉降 s 随荷载 p 的增大而增大，当荷载 p 达到地基的极限承载力 p_u 时，沉降无限大。这是因为实际基础是有限宽的，基础作用下的地基是有侧向变形的，侧向变形会引起竖向沉降，而 $e-p$ 曲线不能反映侧向变形引起的沉降。因此，理论上用 $e-p$ 曲线计算的沉降是偏小的，应该要乘上大于 1 的修正系数才合理，且土越软，修正系数越大才合理，这就是软土修正系数大于 1 的原理。

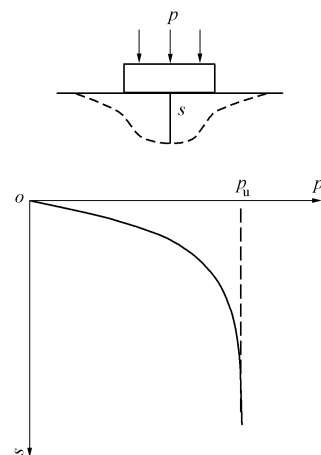


图 5 压板载荷试验的 $p-s$ 曲线

Fig. 5 $p-s$ curves of plate loading tests

理论上不论是软土还是硬土，从变形机理的角度，用 $e-p$ 曲线计算的沉降都应该是偏小的，应该要乘以大于 1 的系数进行修正。但规范中为何对硬土的修正系数小于 1，甚至最小达到 0.2，这显然不是变形机理的原因，这主要是硬土取样后易产生扰动和应力释放等，使土的结构性受损，变得松软，室内土样与原位土相比已发生改变，因此室内土样所得的变形指标偏小，计算沉降偏大，从而要采用小于 1.0 的系数修正沉降计算值，如广东的残积土，通常压缩模量为 5~8 MPa，而原位压板试验的变形模量为 30~40 MPa，甚至更大，这不是理论的问题。不能用理论去解释的方法是很难有发展前景的。因此，对于硬土地基的沉降计算，应该摒弃这种算法，对于饱和软土地基，应该采用能考虑侧向变形的改进算法。对于硬土地基或砂土地基，改进土的变形参数的获取方法，提高变形参数的可靠性是改进硬土地基沉降计算准确性的途径。

国外对于砂土地基等主要偏向于原位测试基础上的半经验半理论方法就是一个发展方向^[9]。例如用标准贯入、触探等建立变形参数的经验公式，或用原位压板试验直接获取不同土层的变形参数是更直观可靠的方法。软土地基的沉降采用改进本构模型的方法会

有较好的效果。

2 改进地基沉降计算的新方法

2.1 硬土地基沉降计算方法概述

由以上的分析可见,硬土地基沉降计算的准确性受土的变形参数的不准确性影响最大。因此,改进硬土地基沉降计算方法应该是改进土的变形参数的获取方法。由于硬土的结构性强,目前较好的测试方法是进行原位测试,原位测试中现场压板载荷试验是最接近基础受力状态的试验。如何用原位压板试验进行地基的沉降计算已有较多的研究:Terzaghi-Peck 较早提出基础尺寸 $B \times B$ 的沉降 S_e 与压板尺寸为 $B_1 \times B_1$ 的沉降 $S_{e(1)}$ 的经验公式^[9]:

$$\frac{S_e}{S_{e(1)}} = \frac{4}{\left[1 + \left(\frac{B_1}{B}\right)^2\right]} \quad (4)$$

当对应于一般地基在 25 mm 沉降时作为允许承载力下的沉降,对于压板尺寸 $B_1 = 0.3 \sim 1$ m 的试验,也可以采用标准贯入击数 N_{60} 的方法计算允许承载力下的沉降 (mm)^[9]:

$$S_e = \frac{3q}{N_{60}} \left(\frac{B}{B+0.3}\right)^2 \quad (5)$$

后来有很多的修正研究^[10]。国内利用压板试验进行地基沉降计算研究比较突出的是张在明和焦五一。张在明所提出的方法^[11]还被列入了北京地基规范中^[12];焦五一提出的弦线模量法也有一定的影响^[13]。广东和深圳的地基规范通过压板载荷试验推求土的变形模量用于结构性较强的花岗岩残积土地基的沉降计算^[5, 14],并与标准贯入击数统计建立关系,早期采用标准贯入击数确定残积土的变形模量 (MPa)^[15]:

$$E_0 = 2.2N_{63.5} \quad (6)$$

用这个模量取代分层总和法的压缩模量计算残积土地基的沉降,不再进行修正,其准确性要高于规范用压缩模量的方法。国家筏板基础规范的沉降计算也提供了用变形模量计算筏板基础沉降的方法^[16]。

对于硬土地基的沉降计算,目前的算法采用压缩试验的 $e-p$ 曲线是不合适的。改进方法是采用原位试验确定变形参数,但通常的原位测试如标准贯入、触探等方法是不能直接获得土的变形参数,也是采用经验间接获得的变形参数,最直接的应当是原位现场的压板载荷试验。但利用压板试验进行沉降计算除广东规范的变形模量法获得一定的应用外,其他方法并没有获得广泛的应用。

2.2 依据原位压板载荷试验的双曲线切线模量法

(1) 双曲线模型法

原位压板载荷试验最接近实际基础下地基的受力状态,压板试验还可以进行破坏试验,了解地基受力到破坏的全过程沉降。是否可以利用小尺寸的压板载荷试验曲线(图 6)来预测实际基础的荷载沉降(图 7)的过程呢?这是一个具有重要意义的工作,杨光华较早采用双曲线方程拟合表述压板载荷试验曲线^[17],并于 2006 年提出了切线模量法^[18]。

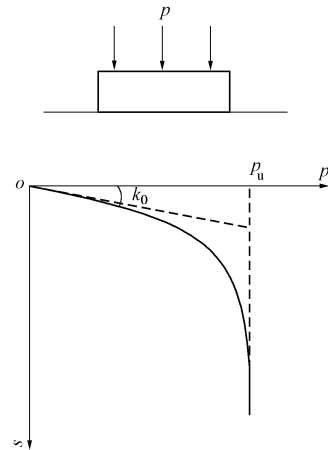


图 6 小尺寸压板荷载沉降过程

Fig. 6 Load settlement process of plate with small sizes

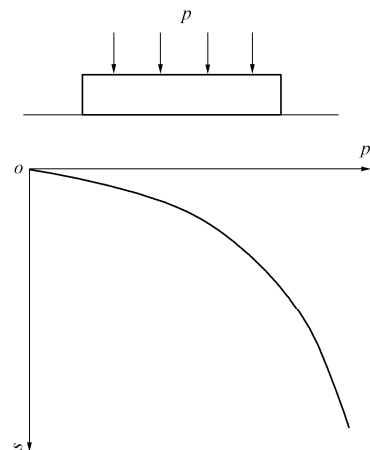


图 7 实际基础荷载沉降过程

Fig. 7 Load settlement process of actual foundation

首先假设压板载荷试验曲线近似为一双曲线方程^[17]:

$$p = \frac{s}{a + bs} \quad (7)$$

式中, p 为荷载, s 为沉降, a , b 为参数。

反之,方程也可表示为

$$s = \frac{ap}{1 - bp} \quad (8)$$

这样可以得到^[17-18]

$$b = \frac{1}{p_u}, \quad a = \frac{1}{k_0} = \frac{D(1-\mu^2)\omega}{E_0} \quad (9)$$

式中 p_u 为对应的地基极限承载力; D 为压板宽度或直径; E_0 为土体的初始切线模量; k_0 为压板试验

曲线的初始斜率, 如图 6 所示。

由于 p_u 可以由土体的内摩擦角 φ 和黏聚力 c 及压板尺寸计算得到, 这样双曲线方程参数的 a, b 其实可以由土的参数 E_0, c, φ 和压板 (或基础) 尺寸而得到。

实践表明, 很多土的载荷试验曲线可以较好地符合双曲线方程^[19]。关键是这样的双曲线方程, 其参数除 E_0 是新的参数外, c, φ 为土的常规力学参数, 较易获得。

当地基是均匀土体时, 不同基础尺寸的荷载沉降线可以由双曲线方程表述, 而基础的尺寸效应都已在参数 a, b 中反映, 所以这是较好解决尺寸效应的理论方法。

当土体为多层土体时, 则需要建立另一种计算模型——切线模量法^[18]。

(2) 双曲线切线模量法: 均质土的切线模量分层总和法

如图 8 所示, 在某一增量荷载 Δp_i 作用下, 基础下部某一分层土厚度为 Δh_j , 分层厚度中间 A 点处的应力分布系数为 α 。

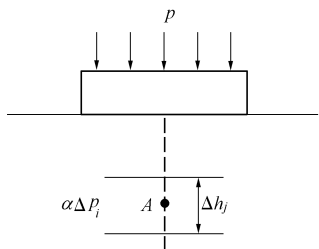


图 8 分层总和法

Fig. 8 Layer-wise summation method

设该分层土的切线模量为 E_{tj} , 则 Δp_i 引起该分层土的沉降变形为

$$\Delta s_{ij} = \frac{\alpha \Delta p_i \Delta h_j}{E_{tj}}; \quad (10)$$

该增量荷载 Δp_i 引起的总沉降为各分层土沉降总和, 即

$$\Delta s_i = \sum_{j=1}^n \Delta s_{ij}, \quad (11)$$

总荷载下基础的沉降为

$$S = \sum_{i=1}^m \Delta s_i. \quad (12)$$

计算的准确性关键在于变形模量 E_{tj} 和应力分布系数 α , 应力分布系数一般用弹性解, 当然在数值方法中也可考虑非线性的影响。国家地基规范中, E_{tj} 取土样压缩试验的 $e-p$ 曲线获得的压缩模量, 实践表明硬土地基与实测差异大, 故采用变化较大的经验系数

进行修正。为克服 $e-p$ 曲线方法的不足, 这里采用现场原位压板试验曲线求取土体变形参数。

如图 9 所示, 试验曲线主要代表基础底附近的土性。

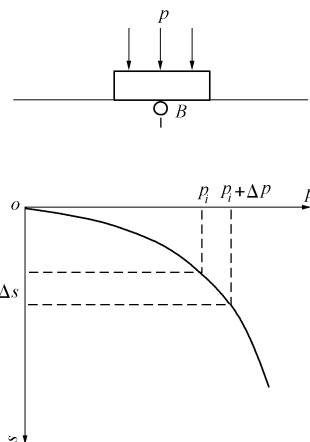


图 9 压板载荷试验曲线

Fig. 9 Curves of plate loading tests

在荷载 p 时增加一个增量荷载 Δp , 产生一个增量沉降 Δs , 增量荷载下的变形可看作为线性, 按弹性力学的 Bousinnesq 解求得沉降增量:

$$\Delta s = \frac{Dp(1-\mu^2)\omega}{E_t}. \quad (13)$$

假设土体的压板载荷试验曲线符合双曲线方程:

$$p = \frac{s}{a + bs},$$

对其求导, 得

$$\frac{dp}{ds} = \frac{(1-bp)^2}{a}, \quad (14)$$

设 $\Delta s = ds$, $\Delta p = dp$, 则可得到^[18]

$$E_t = \left(1 - \frac{p}{p_u}\right)^2 E_0. \quad (15)$$

式中 E_t 为荷载由 p 到 $p + \Delta p$ 这一增量过程土体的切线模量; p 为基础底位置的荷载应力; p_u 为基础在 B 点无埋深时的地基极限承载力。

当计算点位于基础下一定深度时, 则假想基础位于这一个埋深, 该深度的荷载压力为 αp , α 为应力分布系数, $\alpha p < p$, 同时 p_u 也考虑相应埋深的影响, 则其将大于无埋深的 p_u 。这样深度越大, p 越小, p_u 越大, 由式 (15) 可见, 则 E_t 越大, 从而可以反映土体模量随深度变大土体变硬的效果。同时由式 (15) 可见, 当 p 趋近于 p_u 时, E_t 变小, 最后接近于 0, 这时沉降无限大, 即为地基破坏, 从而可以较好地反映土体变形的非线性, 把各深度位置的 E_t 取代前面分层总和法公式 (10) 中的 E_{tj} , 则可以计算地基直到破坏时的非线性沉降过程。

(3) 割线模量法^[20]

切线模量法是采用荷载增量分级计算, 如果采用割线模量, 则可以采用总荷载一次性计算。同样采用了分层总和法, 如图 10 所示, 对某一分层厚度为 Δh_i , 总荷载 p_0 下在该层中间 A 点的应力分布系数为 α , 则作用于 Δh_i 土层的荷载为 αp_0 。

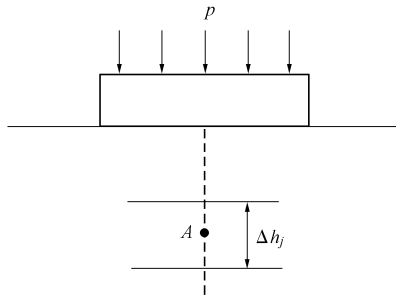


图 10 土体分层

Fig. 10 Layered soils

设该土层的割线模量为 E_A , 则该层土的沉降增量为

$$\Delta s_i = \frac{\alpha_i p_0 \Delta h_i}{E_{Ai}}, \quad (16)$$

p_0 作用下总沉降为各层土沉降之和:

$$s = \sum_{i=1}^m \Delta s_i. \quad (17)$$

关键是 E_A 的确定: 由图 11 可见, 当基础荷载为 P_A 时, 以 OA 割线模量计算时, 可以按线弹性体计算沉降, 按弹性力学 Boussinesq 解:

$$S_A = \frac{D p_A (1 - \mu^2) \omega}{E_A}, \quad (18)$$

如果按双曲线方程, 则对应的沉降为

$$S_A = \frac{a p_A}{1 - b p_A}. \quad (19)$$

把式 (9) 的 a, b 代入式 (18) 和 (19), 并由 (18) 和 (19) 两式的 s_A 相等, 则可得

$$E_A = \left(1 - \frac{p_A}{p_u} \right) E_0. \quad (20)$$

当用割线模量计算不同深度分层位置的沉降变形时, 通过弹性理论计算分层中间位置处的分布荷载 $\alpha_i p_0$, 把基础置于该位置处得到 p_{ui} , 则该分层土的割线模量为

$$E_{Ai} = \left(1 - \frac{\alpha_i p_0}{p_{ui}} \right) E_0. \quad (21)$$

把 E_{Ai} 代入以上分层总和法公式 (16) 则可以计算得到基础的沉降。广东地基规范的变形模量法的变形模量相当于用地基承载力的特征值对应的割线模量进行线性沉降计算, 不能进行非线性沉降计算, 割线

模量法跟切线模量法一样可以进行地基非线性沉降直到破坏过程的计算。

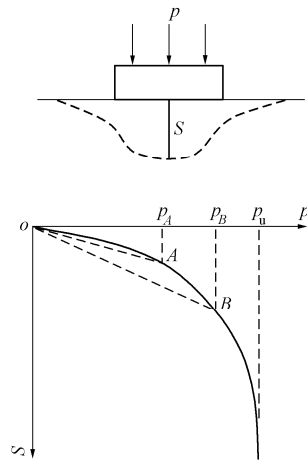


图 11 割线模量法

Fig. 11 Secant modulus method

(4) 验证

无论是压板载荷试验还是工程案例, 均已进行了验证和应用。详细的资料可参考文献[18, 20~22]。这里以一个压板载荷试验进行分析和验证。

a) 粉质黏土地基上压板载荷试验的分析

广州荔湾大厦的典型地质剖面如图 12 所示, 原来考虑挖孔桩基础, 由于挖孔桩进入中风化粉砂岩, 深度太深, 有风险, 考虑做天然基础, 楼房地上 12 层, 地下 2 层, 地质报告的基础底位置持力层参数如表 3 所示, 但按表中土层的压缩模量为 4.3~4.4 MPa, 用规范的压缩模量分层总和法计算沉降是很大的, 难以做成天然地基。为此, 在挖到基坑底后进行了 3 个直径为 80 cm 的压板载荷试验, 试验曲线如图 13 所示, 以 #3 试验点为例, 研究新的计算方法的适应性。为方便计算, 土的重度取 20 kN/m³, 假设载荷沉降曲线为双曲线, 对双曲线用 $\frac{s}{p} = a + b \cdot s$ 线性化拟合结果如图

14 所示, 得到 $p_u = 1/b = 1000$ kPa, 设 φ 为 25°, 则可由 $p_u = 1/2 \gamma D N_r + q N_q + c N_c$ 反算得 c 值, 计算得: $c \approx 44$ kPa。

E_{10} 表达式为

$$E_{10} = k_0 D (1 - \mu^2) \omega,$$

式中, $k_0 = 1/a = 1/0.0078 \approx 128$, $D = 0.8$, $\mu = 0.3$, $\omega = 0.79$, 则 $E_{10} = 73.6$ MPa。

由此得到切线模量法的土性参数为: $c = 44$ kPa, $\varphi = 25^\circ$, $E_{10} = 73.6$ MPa。

双曲线拟合的结果与试验曲线比较如图 15 所示, 可见拟合效果较好。

图 16 为利用所求得的土性参数, 用切线模量法、割线模量法计算的压板荷载沉降过程线与实际压板试

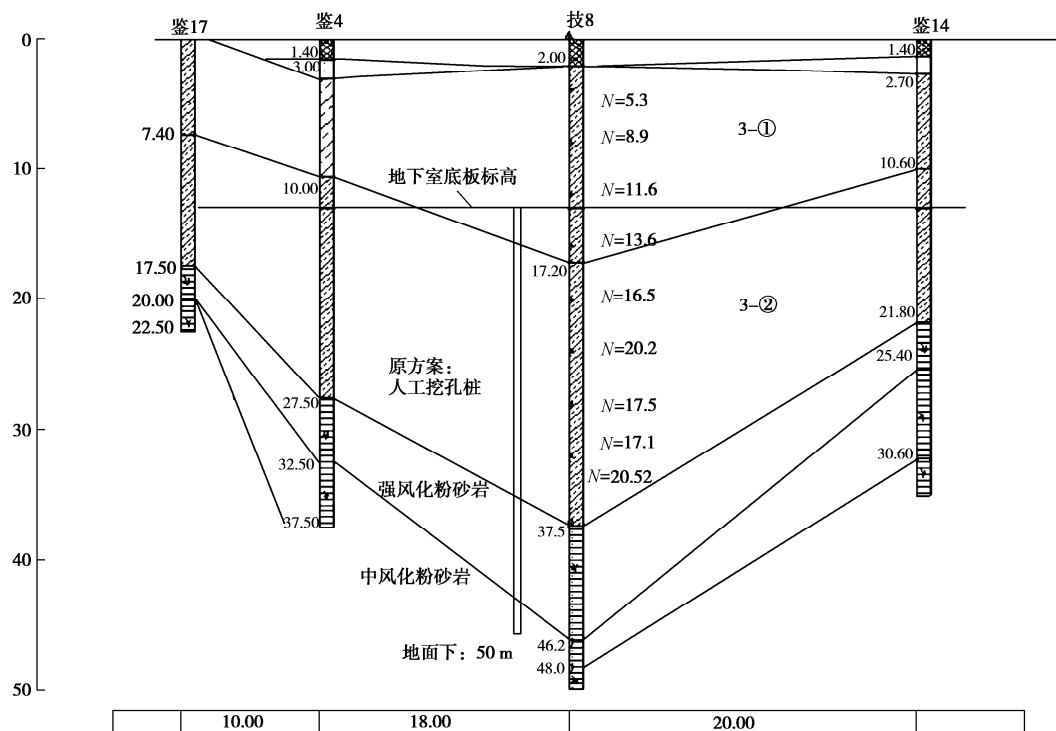


图 12 工程地质剖面

Fig. 12 Engineering geological section

表 3 地层参数

Table 3 Parameters of strata

分层土号	岩性	湿密度 $\rho_s/(g\cdot cm^{-3})$	天然含水率 $w/\%$	天然孔隙比 e	塑性指数 I_p	液性指数 I_L	压缩系数 a_{1-2}/MPa	压缩模量 E_s/MPa	抗剪强度		标准击数 $N_{63.5}$	推荐承载力 f_k/kPa
									c/kPa	φ		
1Qml	素填土	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	60~80
2Qal	细砂	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	60~70
3-①	粉质	1.83~2.12	16.3~29.5	0.475~0.943	8.8~14.1	0.50~0.53	0.265~0.653	2.61~5.77	26.09~91.87	2° 10'~14° 45'	5.3~13.6	160~180
Qel	黏土	(2.02)	(21.4)	(0.632)	(11.5)		(0.406)	(4.33)			(8.5)	
3-②	粉土	1.84~21.0	15.9~22.5	0.540~0.776	6.3~11.4	0.26~0.76	0.245~0.754	2.10~6.65	14.7~75.49	7° 8'~35° 0'	16.0~32.4	240~260
Qel		(2.00)	(18.8)	(0.593)	(8.7)			(4.40)			(20.2)	

注: () 内的值为平均值。

验曲线的比较, 计算时土层分层厚度取为 0.5 m, 计算深度 10 m, 由图 16 可见, 计算曲线与试验曲线符合较好, 说明方法是可行的。

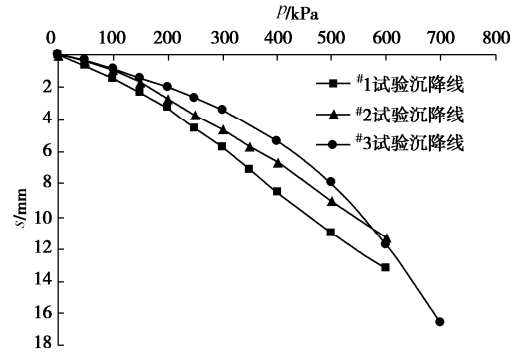


图 13 3 个压板载荷试验曲线

Fig. 13 Curves of three plate loading tests

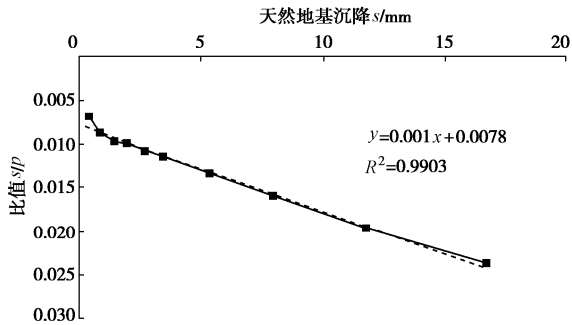


图 14 双曲线线性化拟合

Fig. 14 Fitting of hyperbola linearization

图 17 给出了压板试验 $p=300, 500$ kPa 时切线模量 E_t 随深度的变化。由图 17 可见, 大约在 3 m 以下, 也即压板直径 4 倍以下时, 切线模量就接近初始切线

模量的恒定值，土的非线性变化主要是在 3 m 以内。

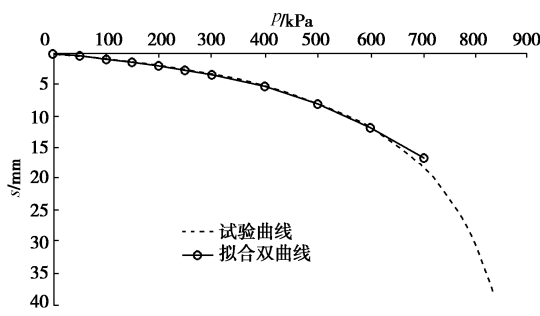


图 15 拟合双曲线与试验曲线比较

Fig. 15 Comparison between fitted hyperbola and test curve

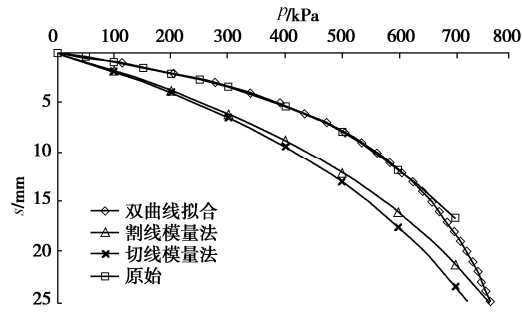


图 16 计算曲线与试验曲线比较

Fig. 16 Comparison between calculated curves and test curve

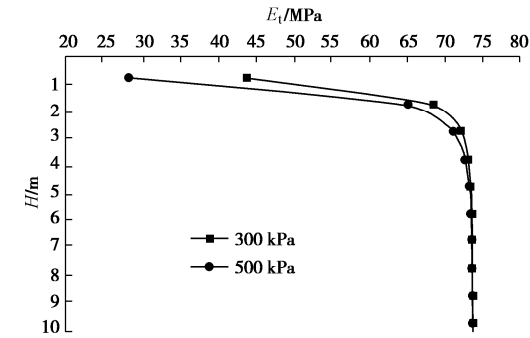


图 17 切线模量 E_t 随深度的变化

Fig. 17 Change of tangent modulus E_t with depth

图 18 所示为切线模量法计算的压板沉降随深度的变化，由图可见沉降主要发生于深度 4 m 以内，也即压板宽度的 5 倍范围内。

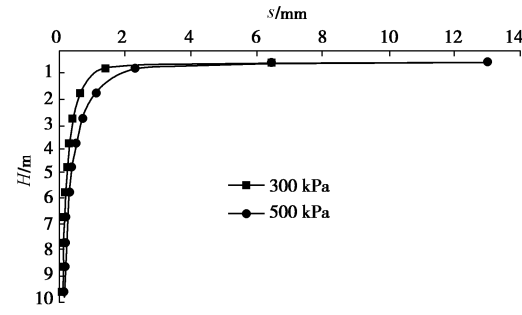


图 18 切线模量法计算的沉降随深度的变化

Fig. 18 Change of calculated settlement by tangent modulus method with depth

这个建筑物是否能做天然地基的关键是沉降问题，如果按照地质报告，用建筑地基规范的压缩模量法计算，则筏板基础沉降超过 700 mm，即使考虑用土的卸荷模量为压缩模量的 3 倍计算，沉降也超过 200 mm。因此，采用人工挖孔桩方案。经过现场压板试验后，采用切线模量法或割线模量法计算筏板基础的沉降为 40~50 mm，最后采用筏板天然地基，各种方法计算的沉降与实测沉降比较如表 4 所示，切线模量法或割线模量法的计算结果与实测结果较一致。

表 4 荔湾大厦计算与实测沉降比较

Table 4 Comparison between calculated and actual measured values of Liwan Building (mm)

实测平均 沉降	用 E_s 计算	割线模量法		双曲线切 线模量法
		用#3 试验 数据计算	用平均试验 数据计算	
40	774.4	39.7	51.3	46.6

b)美国砂土地基上 5 个不同尺寸的压板试验分析
美国 Briaud^[23]教授 1994 年在一个砂基场地上组织了不同尺寸的现场压板试验，压板为方形，边长分别为 1.0, 1.5, 2.5, 3.0 m，获得不同压板尺寸的荷载沉降 $p-s$ 曲线，同时还系统地进行了其他原位测试和土工试验，包括土样的三轴试验，也邀请了一些国家学者对这试验结果进行预测和研究。采用了包括有限元和各国的主要规范和经验沉降计算方法，进行了预测，结果并不太理想。Poulos 在 2000 年的 Buchanan 讲座上做的报告《地基沉降分析——实践与研究》中曾列举了一个试验在 $P=4\text{ MN}$ 作用下的沉降比较，如表 5 所示，由表 5 可见，误差最大的是有限元法，预测值 75 mm，而实测值为 14 mm，最接近的是采用弹性模量 $E=2N\text{ (MPa)}$ 的弹性解方法，预测为 18 mm， N 为标准贯入击数。有限元法误差大应该主要是模型参数的影响。这些传统方法实际都是线性方法，很难反映载荷试验非线性沉降的全过程。用双曲线模型、切线模量法和割线模量法对各试验点进行预测，可以预测载荷沉降试验的全过程。

表 5 Poulos 提供的各种方法计算沉降值与实测值比较

Table 5 Comparison between calculated settlements and measured values provided by Poulos

方法	s/mm
Terzaghi&Peck	39
Schmertmann	28
Burland&Burbridge	21
Elastic Theory ($E_s = 2N$)	18
Elastic Theory(PMT)	24
Elastic Theory(strain-dependent modulus)	32
Finite element	75
Measured	14

首先通过双曲线模型拟合试验曲线,把双曲线方程线性化: $\frac{s}{p} = a + b \cdot s$,拟合试验数据,获得双曲线方程的 a, b 值;然后假设地基砂土 $c=0$,反算 φ 值,求得切线模量法的土性参数结果如表 6 所示。各试验点参数的平均值为 $E_{10}=86\text{ MPa}$, $c=0$, $\varphi=36^\circ$,以此参数用切线模量法、割线模量法计算各试验点的荷载沉降试验曲线,与各点拟合的双曲线方程及试验曲线比较如图 19~23 所示。由图 19~23 可见,这种方法对不同尺寸的试验结果都具有较好的一致性,说明这是一种具有较好精度,能预测荷载试验非线性全过程的方法^[24]。

表 6 基于双曲线模型计算的地基土参数

Table 6 Parameters of foundation soils calculated based on hyperbolic model

压板试验编号	E_{10}/MPa	P_u/kPa	c/kPa	$\varphi/(^\circ)$
#5 (1.0 m×1.0 m)	83.4	1399	0	39.5
#2 (1.5 m×1.5 m)	84.4	1202	0	37.2
#4 (2.5 m×2.5 m)	84.7	1340	0	35.8
#1 (3.0 m×3.0 m)	90.9	1405	0	35.2
#3 (3.0 m×3.0 m)	86.4	1128	0	33.8

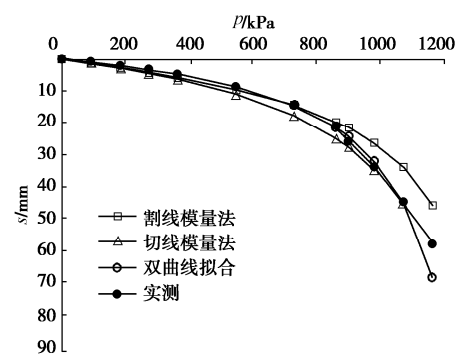


图 19 #5 压板荷载沉降 $p-s$ 曲线 (1.0 m×1.0 m)

Fig. 19 $p-s$ curves of No. 5 plate loading settlement (1.0 m×1.0 m)

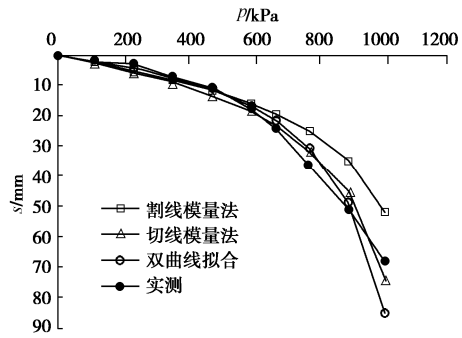


图 20 #2 压板荷载沉降 $p-s$ 曲线 (1.5 m×1.5 m)

Fig. 20 $p-s$ curves of No. 2 plate loading settlement (1.5 m×1.5 m)

当压板荷载试验的 $p-s$ 曲线不符合双曲线方程时,同样也有解决的方法,具体可参考文献^[25]。

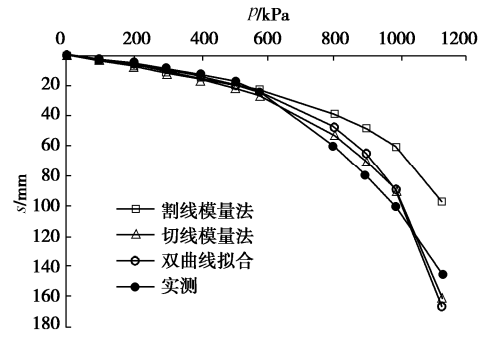


图 21 #4 压板荷载沉降 $p-s$ 曲线 (2.5 m×2.5 m)

Fig. 21 $p-s$ curves of No. 4 plate loading settlement (2.5 m×2.5 m)

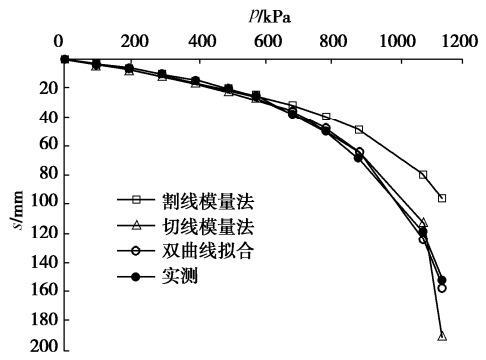


图 22 #1 压板荷载沉降 $p-s$ 曲线 (3.0 m×3.0 m)

Fig. 22 $p-s$ curves of No. 1 plate loading settlement (3.0 m×3.0 m)

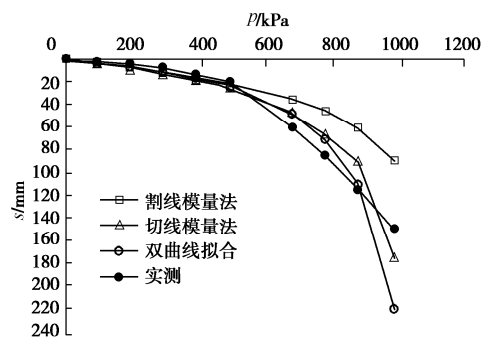


图 23 #3 压板荷载沉降 $p-s$ 曲线 (3.0 m×3.0 m)

Fig. 23 $p-s$ curves of No. 3 plate loading settlement (3.0m×3.0m)

c) 多层地基和影响深度的问题

切线模量法通过现场压板荷载试验建立计算模型,求取参数,克服了传统由室内土样试验由于土样扰动等造成的影响,使结果更可靠。但也有疑问,认为压板荷载试验时压板尺寸小,影响深度小,难以反映深部土体特性,同时更难以反映多层土的情况。其实这是对该方法的误解,切线模量法只是采用现场压板荷载试验建立计算模型的一种手段,是假设均匀土层上建立模型的方法。对于深部土体,如果是同一种土体,则用同一套土的参数代表,因切线模量法本身已通过理论和假设解除了尺寸效应的影响,最后反映的是尺寸效应无关的 3 个土体参数 E_{10} , c , φ , 同一种土自然只有一套参数,与深度无关。但若是不同的

土层，只要用不同的 3 个参数 E_{t0} ， c ， φ 即可代表。因切线模量法还是建立在分层总和法基础上，不同土层只要取得各层土的这 3 个力学特性参数即可。当然，深部土层的这 3 个力学特性参数直接用压板载荷试验确定可能困难较大，这时可以利用其他原位测试方法，如可以用标准贯入试验、触探试验等建立经验关系。在假设各向同性条件下，也可以用旁压试验^[26-27]测试土的变形参数，同样可以用于切线模量法。

为比较分层土的影响，文献[28]用切线模量法计算了图 24 所示的双层地基和单层地基的基础荷载沉降曲线，分为均匀硬土地基、均匀软土地基和上硬下软及上软下硬的情况，为方便比较，双层地基的两层地基厚度为 3 m，按图 24 所示的参数，其中软土层的初始切线模量 $E_{t0}=4.3$ MPa，硬土层的初始切线模量 $E_{t0}=72.8$ MPa。用切线模量法计算了各种情况下基础的沉降过程如图 25 所示。由图可见，沉降最小的是均匀硬土层的情况，第二小的是上硬下软的情况，而上软下硬的情况则接近于全软土的情况，这是比较符合实际经验的。因此，切线模量法是完全可以计算分层地基的情况的，只要获得各分层地基土的 3 个力学特性参数 E_{t0} ， c ， φ 即可。

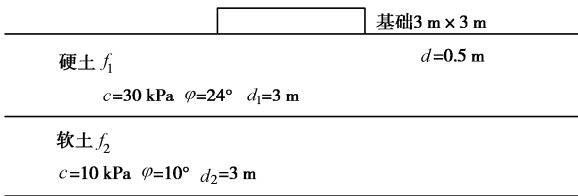


图 24 切线模量法计算的分层地基

Fig. 24 Layered foundation calculated by tangent modulus method

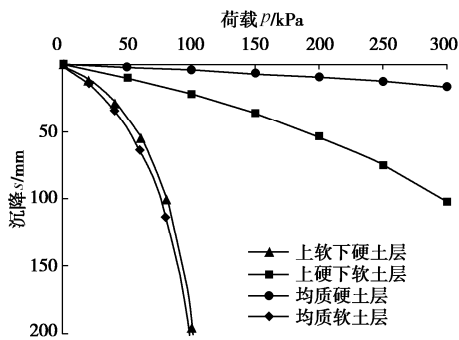


图 25 切线模量法计算的分层地基沉降比较

Fig. 25 Comparison of settlements of layered foundation calculated by tangent modulus method

d) 有限元方法的应用

有限元方法的应用关键是建立合适的单元体本构模型，前面的切线模量法是针对基础作用于地基的荷载的。对单元体也完全可以用切线模量法的 3 个参数，

套用 Duncan—Chang 模型而建立一个基于原位土参数的实用沉降计算模型^[29]：

$$E_t = \left[1 - R_f \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^2 \cdot E_{t0} \quad , \quad (22)$$

$$(\sigma_1 - \sigma_3)_f = \frac{2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad . \quad (23)$$

泊松比可针对具体土取为 0.3~0.4 的定值。这个模型采用的 3 个土力学参数 E_{t0} ， c ， φ ，可用上面的压板载荷试验确定，也可以参考其他试验确定。这样，该模型简单，参数确定方便、可靠，相应就提高了模型的可靠性。对于一个压板载荷试验。文献[29]提供了计算与实测结果比较，如图 26 所示。可见，只要模型合适，参数可靠，计算结果就是可靠的，而应用有限元等数值方法，就可以解决更复杂的问题。

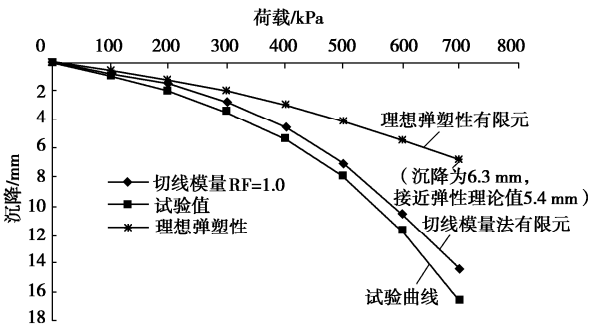


图 26 切线模量法有限元计算与试验结果的比较

Fig. 26 Comparison of finite element calculation between tangent modulus method and test results

e) 基底应力非线性特性

通常，一定刚度基础下的地基反力是马鞍形的，而沉降则是锅底型的。如果考虑了土的非线性，则实际上基础的受力和沉降都会更均匀和符合实际一点。文献[30]计算了一个地基梁的地基反力分布情况，如图 27 所示，可见，考虑了土的非线性，地基梁的实际受力会更合理，更能发挥结构与土的共同作用。

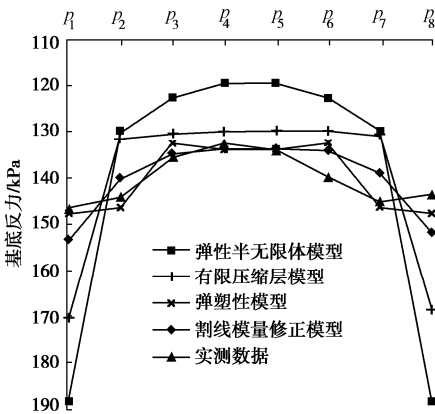


图 27 不同计算方法计算地基梁地基反力分布

Fig. 27 Different methods to calculate distribution of reaction force of foundation beam and foundation

2.3 软土地基的沉降计算

(1) 软土地基沉降计算的简化法

由前面的分析可知,当采用压缩试验的 $e-p$ 曲线计算软土地基的沉降时,其反映的主要是压缩变形引起的沉降,未能考虑侧向变形引起的沉降。因而中国地基规范采用乘以 1.1~1.4 的经验系数进行修正,而有些地基规范,像水利、交通,修正系数则更大,如堤防规范 $\psi_s = 1.3 \sim 1.6$, 路桥规范为 1.1~1.8。也许这些行业的路堤和堤防工程填筑在更软的软土地基上,侧向变形更大一些。

对于软土的修正系数,即使像建筑地基规范给定了 1.1~1.4,但实际计算取值时,在区间内也会因人而异。为此,杨光华等^[31]提出一个双曲线插值法取值的简化计算方法:

$$\psi_s = \frac{r}{a + br}, \quad (24)$$

式中, $r = P_0 / f_{ak}$ 为压力相对值, f_{ak} 为地基承载力特征值。

对于建筑规范,其经验值为: $r=0.75$ 时, $\psi_s = 1.1$, $r=1.0$ 时, $\psi_s = 1.4$, 则可求得 $a=0.586$, $b=0.128$, 这样实际 ψ_s 值则根据基础基底压力 P_0 与其地基承载力特征值 f_{ak} 的相对值按式 (24) 取定,可以避免人为取定。

还可以进一步研究确定不同经验下的 a, b 值,用这种简单有效的方法修正理论计算值,在工程实际中更简单有效。

(2) 软土地基非线性沉降实用计算方法

软土地基的沉降主要是侧向变形引起的沉降,难以合理计算。理论上可以用本构模型来解决。但实际工程中,一般缺乏本构模型的参数,即使像 Duncan-Chang 模型或剑桥模型这样基础的模型,也难以获得合理的本构模型参数,甚至 $e-p$ 曲线,同一场地的同一层土的不同土样,估计也差异不少。笔者早期曾研究过如何在 Duncan-Chang 模型基础上建立简化的计算模型^[32-33],但还是不便应用。因此,要能用于工程,就需要参数易于确定的本构模型。软土中土的 $e-p$ 曲线中压力为 100~200 kPa 时的压缩模量 E_{s1-2} 还是比较稳定的,一般软土的 $E_{s1-2} = 2 \sim 4$ MPa。如果有一套算法,能用 E_{s1-2} 构建本构模型进行软土的非线性沉降计算,这将会很有实用价值。

为此,首先构建计算模型:把软土的沉降分为压缩沉降和侧向位移的沉降,由广义胡克定律变形得到^[34]

$$\begin{aligned} d\varepsilon_1 &= \frac{d\sigma_1 - \nu_t(d\sigma_2 + d\sigma_3)}{E_t} \\ &= \frac{(d\sigma_1 - k_0 d\sigma_1)}{E_t} + \frac{[k_0 d\sigma_1 - \nu_t(d\sigma_2 + d\sigma_3)]}{E_t} \end{aligned} \quad (25)$$

式中 第一项相当于有侧限的压缩变形,记为 $\Delta\varepsilon_c$; 第二项为侧向压力差产生的竖向变形,记为 $\Delta\varepsilon_d$, 这样,总竖向应变为

$$\Delta\varepsilon = \Delta\varepsilon_c + \Delta\varepsilon_d \quad (26)$$

当有侧限时,单元 $\Delta\sigma_3 = k_0 d\sigma_1$, 这样 $\Delta\varepsilon_c$ 可用 $e-p$ 曲线计算,即

$$\Delta\varepsilon_c = \frac{\Delta\sigma_1}{E_s}, \quad (27)$$

式中, E_s 为由 $e-p$ 曲线求得的压缩模量,则分层土 Δh_j 产生的沉降为

$$\Delta S_{cij} = \frac{\Delta\sigma_{ij}}{E_{sij}} \cdot \Delta h_j \quad (28)$$

对于式 (25) 中第二项,考虑饱和软土,可近似取泊松比 $\nu_t = 0.5$, $\Delta\sigma_2 \approx \Delta\sigma_3$ 。

这样,

$$\Delta\varepsilon_d = \frac{k_0 d\sigma_1 - d\sigma_3}{E_t} \quad (29)$$

当有侧限时,则 $k_0 d\sigma_1 = d\sigma_3$, 则 $\Delta\varepsilon_d = 0$, 这样软土的沉降就只有压缩沉降。对分层厚 Δh_j 产生的侧向沉降为

$$\Delta S_{dij} = \frac{k_0 \Delta\sigma_{1ij} - \Delta\sigma_{3ij}}{E_t(\sigma_{ij})} \cdot \Delta h_j \quad (30)$$

此时,剩下的关键是切线模量 E_t 的确定。由 Duncan-Chang 模型可得

$$E_t = (1 - R_f)^2 E_i \quad (31)$$

$$s = \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} = \frac{(1 - \sin \varphi)(\sigma_1 - \sigma_3)}{(2c \cos \varphi + 2\sigma_3 \sin \varphi)} \quad (32)$$

式中, R_f 为破坏比, s 为对应的应力水平, c , φ 为土的黏聚力和内摩擦角。

当为压缩试验时,设此时的应力水平为 S_0 , 将压缩试验的压缩模量 $E_s = E_t$ 代入式 (31) 可得

$$E_i = \frac{1}{(1 - R_f S_0)^2} \cdot E_s \quad (33)$$

将式 (33) 代回式 (31), 则得到用 E_s 表达的切线模量:

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f(s - S_0)}{1 - R_f S_0} \right]^2 E_s \quad (34)$$

这样,可由软土的压缩模量求得切线模量,软土的总沉降则由压缩沉降 S_c 和侧向变形沉降 S_d 组成,即

$$S = \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^n \left(\frac{\Delta\sigma_{1ij}}{E_s(\sigma_{ij})} \cdot \Delta h_j \right) + \sum_{i=1}^k \sum_{j=1}^n \left(\frac{k_0 \Delta\sigma_{1ij} - \Delta\sigma_{3ij}}{E_t(\sigma_{ij})} \cdot \Delta h_j \right) \quad (35)$$

式中,第一项为 S_c , 第二项为 S_d 。考虑固结时,只有压缩沉降产生固结效应。设不同时刻的固结度为 U_t , 则不同时刻的沉降为

$$S_t = U_t \cdot S_c + S_d \quad (36)$$

这样,可由压缩试验的 $e-p$ 曲线建立软土固结非线性沉降的计算方法。

通常饱和软土中 $p=100\sim 200$ kPa 对应的压缩模量 E_{s1-2} 较稳定,一般在 $2\sim 4$ MPa, 为更方便,可以建立由 E_{s1-2} 求 $e-p$ 曲线,进而求不同压力下各点压缩模量 E_{si} 的方法。这样,只要有 E_{s1-2} 就可以进行非线性计算,一般工程勘察报告都提供 E_{s1-2} , 且这个数值较稳定,可靠,可以判断其合理性,从而可以更方便应用。笔者和学生研究提出了两种确定方法:一是根据 $e-\lg p$ 曲线的线性段关系,得到^[35]

$$E_{si} = \frac{\lg 2E_{s1-2}(p - p_c)}{100[\lg p - \lg(p_c)]} \quad (37)$$

式中, $p_c = \gamma' h$ 为前期固结压力。

当假设 $e-p$ 曲线为双曲线时,也可推导得到^[36]:

$$e = e_0 - \frac{(1 + e_0)p}{0.1088E_{s1-2} + 0.0015E_{s1-2}p} \quad (38)$$

式中, e_0 为初始孔隙比。这样可以用 E_{s1-2} 求各压力点的压缩模量,从而可以较方便应用。为比较效果,采用 3 种不同方式求一个案例不同土层深度自重荷载下的 E_i 的比较, 3 种方法是: ①直接由 $e-p$ 曲线求 E_i ; ② E_{s1-2} 用 $e-\lg p$ 曲线求 E_i (式 (37)); ③假设 $e-p$ 曲线符合双曲线求 E_i (式 (38))。

比较结果如图 28 所示,结果差异不大,说明基本可行。

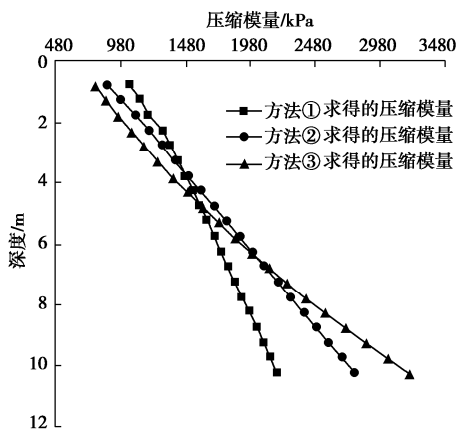


图 28 不同方法计算的压缩模量比较

Fig. 28 Comparison of compressive modulus calculated by different methods

此外,笔者和学生还发展了一种割线模量法^[35],即对侧向变形引起的沉降采用总荷载,但模量采用割线模量,割线模量为

$$E_p = (1 - R_t s) E_{si} \quad (39)$$

这样,用割线模量就可以用荷载全量计算,而用切线模量式 (34) 则要用增量荷载计算。针对一个软土地基上的填筑堤的试验研究^[37],文献^[35]用以上各

种方法计算比较的结果如图 29, 30 所示,可见取得了较好的结果。这是一个较简单的实用方法,特点是参数简单,只需用通常的压缩模量 E_{s1-2} , 对解决软土地基的沉降计算是一个很实用的计算方法,希望能有更多的工程验证并发展完善。

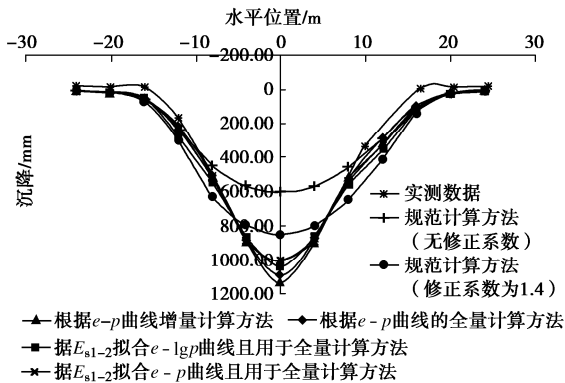


图 29 $t=495$ d 时计算得到的堤基地表沉降断面图

Fig. 29 Cross-section of surface settlement of embankment foundation ($t=495$ d)

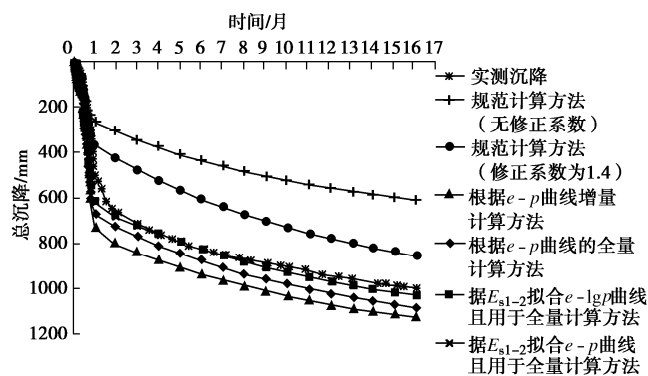


图 30 堤基地表中心点沉降时间曲线

Fig. 30 Settling-time curves of surface at center of embankment foundation

3 依据压板载荷试验确定地基承载力的新方法

由以上分析可知,目前合理确定地基允许承载力还是缺乏有效的方法。虽然现场压板载荷试验是确定地基承载力最可靠的方法,但由于尺寸效应的存在,如何依据压板试验确定地基承载力的问题也尚未解决好。按压板试验的沉降比确定的所谓地基承载特征值或考虑深度宽度修正承载力特征值,也仅是保证了地基强度的安全,尚不保证基础的沉降是安全的。合理的地基承载力允许值应该是既保证地基强度安全,又保证地基变形的安全,同时还能最大限度地发挥地基的承载力,这就是合理确定地基承载力允许值的原则^[38-39]。显然,如果能对实际基础用以上的切线模量法或割线模量法计算出基础对应的荷载沉降曲线 $p-s$ 曲线,则依据 $p-s$ 曲线,在保证强度和变形双控的条件下可以方

便科学地确定合理的地基承载力。

图 31 为计算所得的基础 $p-s$ 曲线, 则确定地基允许承载力的合理双控方法为

$$f_a \leq p_u / K, \quad (40)$$

$$s_a \leq [s]. \quad (41)$$

式中, p_u 为极限承载力, K 为安全系数, $[s]$ 为基础允许沉降, f_a 为地基允许承载力, s_a 为 f_a 对应的沉降。

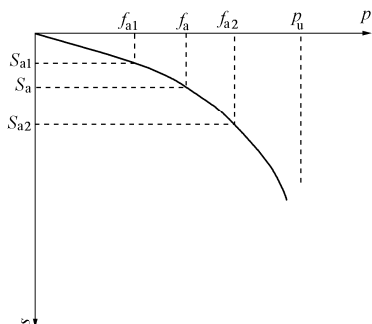


图 31 基础的 $p-s$ 曲线

Fig. 31 $p-s$ curves of foundation

满足双控条件式 (40), (41) 的工况有多种, 如果在满足双控条件下同时使 f_a 取最大值, 则可以充分发挥地基承载力的合理值。

某工程进行了 3 个压板载荷试验, 用双曲线方程拟合压板载荷试验曲线所得切线模量法中土的 3 个参数如表 7 所示。用 #1 试点的切线模量法参数, 用切线模量法计算 #1 试点的压板荷载沉降曲线与试验曲线比较如图 32 所示, 计算结果与试验结果较一致, 说明方法和参数是可行的。

表 7 根据压板试验反算的地基土的强度和变形参数

Table 7 Values of strength and deformation parameters of foundation soils back-calculated according to plate loading tests

压板试验 编号	E_{t0} /MPa	p_u /kPa	假定的 φ /(°)	反算所得 的 c /kPa
#1 试点	30.43	1505	20	70.2
#2 试点	25.51	1468	20	68.4
#3 试点	21.10	1527	20	71.2
平均值	25.68	1500	20	69.93

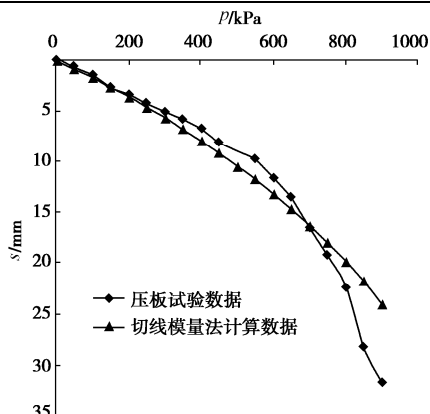


图 32 切线模量法计算与试验曲线比较

Fig. 32 Comparison between tangent modulus method and test curves

如何由压板试验确定地基的承载力, 正如前文所述, 如果用压板试验的沉降比法, 则不同的沉降比会得到不同的地基承载力特征值, 即使载荷试验已做到 900 kPa, 但若取沉降比 $s/b=0.01$ 时, 如图 2 所示, 其特征值只有 247 kPa, 小于 300 kPa, 若地基承载力要求 300 kPa, 则会得出地基承载力不足的结论, 显然是不够全面科学的。真正合理的方法就是用压板试验所获得的土的力学参数, 用切线模量法去计算具体基础的 $p-s$ 曲线。由 $p-s$ 曲线, 依据强度和变形双控原则确定合理的地基承载力^[38-39]。

以上面 3 个试验点所得到的结果为例进行说明。

由表 7 可见, 切线模量法反算得出土体力学参数为: 初始切线模量法参数平均值为 $E_{t0}=25.68$ MPa, $\varphi=20^\circ$, $c=69.9$ kPa, 地基的极限承载力 $p_u=1500$ kPa。地质报告中室内试验提供的参数为 $\varphi=19.2^\circ$, $c=73.5$ kPa, 压板试验反算的参数指标与地质报告接近, 但反算外延的地基极限承载力 $p_u=1500$ kPa 可能偏大, 为安全起见, 设定最大试验荷载 900 kPa 为极限承载力, 由此反算的强度指标为 $\varphi=20^\circ$, $c=59$ kPa, 用这个参数是偏安全的。这样, 对于具体基础, 采用的计算参数为 $E_{t0}=25.68$ MPa, $\varphi=20^\circ$, $c=59$ kPa。

为了比较, 设定一方形基础, 边长 2 m, 无埋深。用以上采用的参数和切线模量法计算该基础的 $p-s$ 曲线, 如图 33 所示, 此时其极限承载力为 $p_u=982$ kPa, 当允许基础沉降为 25 mm 时, 允许承载力 $f_a=315$ kPa, 安全系数 $k=3.11$, 显然是安全的。若允许基础沉降为 40 mm 时, 由 $p-s$ 曲线可得到 $f_a=470$ kPa, 安全系数 $k=2.1$, 也可满足 $k>2$ 的要求。这样依据基础的 $p-s$ 曲线确定承载力可以得到明确的安全系数和对应的沉降, 承载力结果很明确。如果对压板载荷试验用双曲线拟合, 以 #1 试点为例, 由拟合曲线得到 $a=0.013157$, $b=0.0006644$, 由拟合曲线得到压板试验不同沉降比对应的地基承载力特征值为 $p_{0.01}=230$ kPa, $p_{0.015}=310$ kPa, $p_{0.02}=420$ kPa, 与上面 2 m 基础无埋深对比, 由于基础宽小于 3 m, 按国家建筑地基规范, 其承载力无深宽修正, 2 m 基础的承载力特征值与压板试验结果相同, 但如按压板载荷试验由以上沉降比确定承载力特征值, 则对应不同的沉降比有不同的承载力值, 同时 2 m 基础的地基承载力其安全系数也不明确, 更不明确其对应的基础沉降是多少, 显然是不够理想的。但如按实际 2 m 基础的 $p-s$ 曲线确定承载力, 则可以确定具有明确安全系数和对应基础沉降的承载力值, 安全系数和沉降都明确, 这样确定的承载力更科学合理。

如果对于同一场地, 设定基础宽度为 6 m, 无埋

深,用切线模量法计算基础的 $p-s$ 曲线如图34所示。如果按沉降25 mm控制,则允许承载力 $f_a=130$ kPa;按沉降50 mm控制时, $f_a=245$ kPa。显然,这时的地基承载力是由变形控制确定,强度安全系数远大于2。但如果按照规范,用压板试验的沉降比确定地基承载力,即使按最小的沉降比0.01,其承载力也有 $p_{0.01}=230$ kPa,如果按这个承载力,对应这个基础的沉降大于40 mm,如果按 $p_{0.015}=310$ kPa,则基础沉降会达到67 mm,沉降不满足要求,这样,用压板载荷试验曲线确定的承载力并不能保证实际基础的沉降满足要求,因此,用实际基础的 $p-s$ 曲线确定地基承载力,可以很直观方便地实现强度和变形双控,使地基承载力的确定更安全合理,其比直接用压板载荷试验曲线确定的承载力更科学合理^[40]。

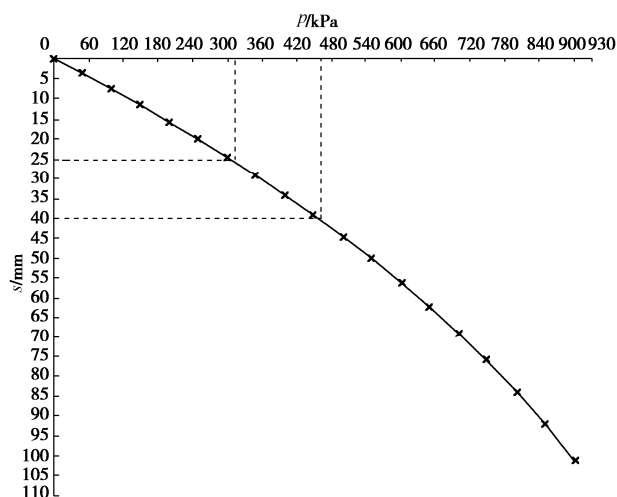


图 33 2 m 宽基础下的荷载沉降曲线

Fig. 33 Load settlement curves of foundation of 2 m wide

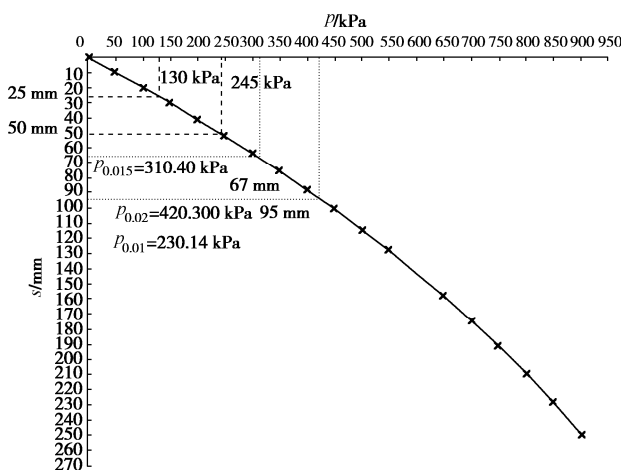


图 34 6 m 宽基础下的荷载沉降曲线

Fig. 34 Load settlement curves of foundation of 6 m wide

4 新理论的应用

新理论已在工程实践中得到应用和验证,更详细内容也可参考文献[41]。同时,新理论可以用于优化基础设计^[42],可以用于桩的非线性沉降分析^[43],可以

用于桩土共同作用分析,改进刚性桩复合地基的设计计算方法^[44-47]。新理论可以比较可靠地进行基础的荷载沉降全过程计算,因而可以用于地基的变形控制设计,为地基设计的进步提供新的理论方法。

5 结 论

地基沉降算不准是土力学中的世纪难题,虽然现代土力学发展了本构模型和数值方法,但土的本构模型的参数主要是依靠室内试验而获得。由于现场原位土的结构性,经取样扰动制样再试验,由此过程获得的参数难于反映现场原位土特性,这样,即使精致的本构模型虽然可与室内试验曲线高度符合,但并不能有效预测实际工程的变形,难以用于实际工程设计,还是制约着现代工程设计的水平。同样,虽然现场压板载荷试验被认为是地基承载力最可靠的确定方法,但由于实际基础尺寸与压板尺寸的不同,用压板载荷试验的方法还是难以严格确定实际基础地基的允许承载力。所以,地基沉降与地基承载力虽然是土力学中的经典问题,但一直以来并没有得到很好的解决。本项研究认为:

(1)要更好发展和提高土力学理论计算预测的准确性,应发展基于现场原位试验的计算理论。发展基于原位试验的土力学理论是破解之道。

(2)结构性强的硬土或砂土地基,采用室内压缩试验确定的压缩模量进行计算沉降的方法是不合适的。

(3)依据原位压板载荷试验而建立的切线模量法,其参数可以直接通过载荷试验获得,而参数仅为土的初始切线模量 E_0 和通常的黏聚力 c 和内摩擦角 φ ,参数少而物理意义明确,模型简单,能反映土的原状性,非线性,可以对基础进行直到破坏的非线性全过程计算。由于参数来源于现场原位试验,避免了传统依靠室内土样试验的土样扰动的影响,使参数可靠,从而使计算精度大为提高,是破解地基沉降计算难题的一个新的突破。

(4)切线模量法可以进行分层地基的沉降计算,只需对各分层地基采用各自土层的切线模量参数和强度参数即可。深部土体的切线模量法参数可以采用其他能进行深部原位测试的方法测定或建立经验关系,从而可以进一步发展完善该方法,同时还可以建立数值分析的原位土切线模量法以适用更复杂的边值问题计算。

(5)发展了一种依据现代本构模型的软土非线性沉降实用计算方法,该方法依据较简单的压缩试验求取参数,提出了根据压缩模量 E_{s1-2} 建立非线性沉降计算的方法,方法参数确定容易,便于工程应用。进一步积累更多经验和验证完善,将会是一种有效的软土地基沉降计算方法。

(6) 依据现场原位压板载荷试验, 提出了更合理确定地基承载力的一种新方法, 就是用切线模量法计算实际基础的荷载沉降过程 $p-s$ 曲线, 依据 $p-s$ 曲线, 由地基的强度和变形双控的方法, 确定满足强度和变形安全的最大承载力作为地基允许承载力, 由此确定的地基允许承载力是最科学合理的, 避免了目前通过压板试验沉降比确定承载力的不足, 同时可以实现变形控制设计, 将极大的提高地基设计的水平。

6 尚需探索研究的工作

(1) 由于现场压板载荷试验的时间相比建筑物作用的时间较短, 因此, 尚需积累更多的工程实例, 以考虑时间对沉降的影响。但这个不是饱和软土的固结问题。

(2) 初始切线模量 E_0 通常来源于无埋深的压板载荷试验, 实际上, E_0 可能是随深度而增加的, 可能还存在小应变的特性, 尤其对宽度较大的筏板基础时, 考虑 E_0 随深度的变化可能是需要的。

致谢: 感谢广东省水利水电科学研究院岩土中心的同事及学生所做的工作, 本项研究结合了多个实际工程开展试验研究。笔者从 1997 年发表论文开始这个问题的探索, 研究工作包括了从 2004 级开始的历届研究生的工作。

参考文献:

- [1] 华南理工大学. 地基及基础[M]. 3 版. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998. (South China University of Technology. Groundsill and Foundation[M]. 3rd ed. Beijing: China Architecture & Building Press, 1998. (in Chinese))
- [2] 建筑地基基础设计规范: GB50007—2011[S]. 2012. (Code for Design of Building Foundation: GB50007—2011[S]. 2012. (in Chinese))
- [3] 陆培炎, 徐振华. 地基强度与变形的计算[M]. 西宁: 青海人民出版社, 1978. (LU Pei-yan, XU Zhen-hua. Calculation of Foundation Strength and Deformation[M]. Xining: Qinghai People's Publishing House Press, 1978. (in Chinese))
- [4] 王红升, 周东久, 郭伦远. 理论公式确定地基容许承载力时安全系数的选择[J]. 河南交通科技, 1999(4): 31 - 32. (WANG Hong-sheng, ZHOU Dong-jiu, GUO Lun-yuan. Safety coefficient selection in theory formula of subgrade allowance supporting capacity[J]. Science and Technology of Henan Communication, 1999(4): 31 - 32. (in Chinese))
- [5] 建筑地基基础设计规范: DBJ15—31—2016[S]. 2016. (Design Code for Building Foundation: DBJ15—31—2016[S]. 2016. (in Chinese))
- [6] 宰金珉, 翟洪飞, 周峰, 等. 按变形控制确定中、低压缩性地基土承载力的研究[J]. 土木工程学报, 2008, 41(8): 72 - 80. (ZAI Jin-min, ZHAI Hong-fei, ZHOU Feng, et al. Determination of the bearing capacity of soil foundation in medium and low compressive soils using deformation control[J]. China Civil Engineering Journal, 2008, 41(8): 72 - 80. (in Chinese))
- [7] 李广信. 高等土力学[M]. 北京: 清华大学出版社, 2002. (LI Guang-xin. Advanced Soil Mechanics[M]. Beijing: Tsinghua University Press, 2002. (in Chinese))
- [8] 杨光华. 地基沉降计算的困难与突破[J]. 岩土工程学报, 2019, 42(10): 1893 - 1898. (YANG Guang-hua. Difficulties and breakthroughs in calculation of foundation settlement[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 42(10): 1893 - 1898. (in Chinese))
- [9] TERZAGHI K, PECK R P. Soil Mechanics in Engineering Practice[M]. New York: John Wiley and Sons, 1948.
- [10] BRAJA D M. Shallow Foundations Bearing Capacity and Settlement[M]. 2nd ed. New York: CPC Press Taylor & Francis Group, 2009.
- [11] 张在明. 等效变形模量的非线性特性的分析[J]. 岩土工程学报, 1997, 19(5): 56 - 59. (ZHANG Zai-ming. Analysis of nonlinear characteristics of equivalent deformation modulus[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1997, 19(5): 56 - 59. (in Chinese))
- [12] 北京地区建筑地基基础勘察设计规范: DBJ01—501—92 [S]. 1992. (Code for Investigation and Design of Building Foundation in Beijing Area: DBJ01—501—92[S]. 1992. (in Chinese))
- [13] 焦五一. 地基变形计算的新参数——弦线模量的原理和应用[J]. 水文地质及工程地质, 1982(1): 30 - 33. (JIAO Wu-yi. Principle and application of chord modulus: A new parameter for foundation deformation calculation[J]. Hydrogeology and Engineering Geology, 1982(1): 30 - 33. (in Chinese))
- [14] 深圳地区建筑地基基础设计试行规程: SJG1—88[S]. 1992. (Testing Code for Design of Building Foundation in Shenzhen Area: SJG1—88[S]. 1992. (in Chinese))
- [15] 建筑地基基础设计规范: DBJ15—31—2003[S]. 2003. (Code for Design of Building Foundation: DBJ15—31—2003[S]. 2003. (in Chinese))
- [16] 高层建筑箱形与筏形基础技术规范: JGJ6—99[S]. 2002. (Technical Code for Tall Building Box Foundation and Raft Foundation: JGJ6—99[S]. 2002. (in Chinese))
- [17] 杨光华. 基础非线性沉降的双曲线模型法[J]. 地基处理, 1997(1): 50 - 53. (YANG Guang-hua. Hyperbola model in calculating the nonlinear settlement of foundation[J].

- Ground Improvement, 1997(1): 50 - 53. (in Chinese))
- [18] 杨光华. 地基非线性沉降计算的原状土切线模量法[J]. 岩土工程学报, 2006, **28**(11): 1927 - 1931. (YANG Guang-hua. Nonlinear settlement computation of the soil foundation with the undisturbed soil tangent modulus method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2006, **28**(11): 1927 - 1931. (in Chinese))
- [19] 杨光华. 残积土上基础非线性沉降的双曲线模型的研究[C]// 第七届全国岩土力学数值分析与解析方法讨论会论文集. 大连: 大连理工大学出版社, 2001: 168 - 171. (YANG Guang-hua. Hyperbola Model Method in Calculating the Non-linear Settlement of Foundation on Granite Residual Soil[C]// Proceedings of the 7th National Conf on the Numerical Analysis and Analytical Method for Rock and Soil Mechanics. Dalian: Press of Dalian University of Technology, 2001: 168 - 171. (in Chinese))
- [20] 杨光华, 王鹏华, 乔有梁. 地基非线性沉降计算的原状土割线模量法[J]. 土木工程学报, 2007, **40**(5): 49 - 52. (YANG Guang-hua, WANG Peng-hua, QIAO You-liang. An undisturbed-soil secant modulus method for calculation of nonlinear of soil foundation[J]. China Civil Engineering Journal, 2007, **40**(5): 49 - 52. (in Chinese))
- [21] 杨光华. 地基沉降计算的新方法及其应用[M]. 北京: 科学出版社, 2013. (YANG Guang-hua. The New Method to Calculate the Settlement of the Foundation and its Applications[M]. Beijing: The Science Publishing Company, 2013. (in Chinese))
- [22] 杨光华. 地基沉降计算的新方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2008, **27**(4): 679 - 686. (YANG Guang-hua. New computation method for soil foundation settlement[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2008, **27**(4): 679 - 686. (in Chinese))
- [23] BRIAUD J L, GIBBENS R M. Predicted and measured behavior of five spread footings on sand[C]// Proceedings of a Prediction Symposium Sponsored by the Federal Highway Administration, Settlement'94 ASCE Conference, 1994, Texas.
- [24] YANG G H, LU Y D, ZHANG Y C, et al. Application of the tangengt modulus metheod in nonlinear settlement analysis of sand foundation[C]// Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris, 2013.
- [25] 杨光华, 王俊辉. 地基非线性沉降计算原状土切线模量法的推广和应用[J]. 岩土力学, 2011, **32**(增刊 1): 33 - 37. (YANG Guang-hua, WANG Jun-hui. Application of undisturbed soil tangent modulus method for computing nonlinear settlement of soil foundation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2011, **32**(S1): 33 - 37. (in Chinese))
- [26] 杨光华, 骆以道, 张玉成, 等. 用简单原位试验确定切线模量法的参数及其在砂土地基非线性沉降分析中的验证[J]. 岩土工程学报, 2013, **35**(3): 401 - 408. (YANG Guang-hua, LUO Yi-dao, ZHANG Yu-cheng, et al. Determination of parameters for tangent modulus method using simple in-situ test and its application in nonlinear settlement analysis on sandy soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, **35**(3): 401 - 408. (in Chinese))
- [27] 刘琼, 杨光华, 刘鹏. 基于原位旁压试验的地基非线性沉降计算方法[J]. 广东水利水电, 2010(7): 4 - 6. (LIU Qiong, YANG Guang-hua, LIU Peng. Calculation method for nonlinear settlement of foundation based on in-situ pressure test[J]. Guangdong Water Resources and Hydropower Press, 2010(7): 4 - 6. (in Chinese))
- [28] 刘清华, 杨光华, 孙树楷. 切线模量法在分层地基沉降计算中的应用[J]. 广东水利水电, 2020(2): 6 - 12. (LIU Qing-hua, YANG Guang-hua, SUN Shu-kai. Application of tangent modulus method in settlement calculation of layered foundation[J]. Guangdong Water Resources and Hydropower Press, 2020(2): 6 - 12. (in Chinese))
- [29] 杨光华, 张玉成, 张有祥. 变模量弹塑性强度折减法及其在边坡稳定分析中的应用[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, **28**(7): 1506 - 1512. (YANG Guang-hua, ZHANG Yu-cheng, ZHANG You-xiang. Application of variable modulus elastic-plate strength reduction method and its application in slope stability analysis[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, **28**(7): 1506 - 1512. (in Chinese))
- [30] 王鹏华. 梁板地基非线性模型的研究及应用[D]. 广州: 华南理工大学, 2007. (WANG Peng-hua, Research and Application of Nonlinear Model of Beam-Slab Foundation[D]. Guangzhou: South China University of Technology, 2007. (in Chinese))
- [31] 杨光华, 李俊, 贾恺, 等. 改进的地基沉降计算的工程方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, **36**(增刊 2): 4229 - 4234. (YANG Guang-hua, LI Jun, JIA Kai, et al. Improved settlement calculation method for engineering practice[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2017, **36**(S2): 4229 - 4234. (in Chinese))
- [32] 杨光华. 软土地基非线性沉降计算的简化法[J]. 广东水利水电, 2001(1): 3 - 5. (YANG Guang-hua. Nonlinear settlement computation simplified method for soft foundation[J]. Guangdong Water Resources and Hydropower Press, 2001(1): 3 - 5. (in Chinese))
- [33] 杨光华, 李德吉, 李思平, 等. 计算软土地基非线性沉降的一个简化法[C]// 第九届土力学及岩土工程学术会

- 议论文集. 北京: 清华大学出版社, 2003: 506 - 510. (YANG Guang-hua, LI De-ji, LI Si-ping, et al. A simplified method for nonlinear settlement computation of soft foundation[C]// Proceedings of the 9th Academic Conf on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering. Beijing: Tsinghua University Press, 2003: 506 - 510. (in Chinese))
- [34] 杨光华, 姚丽娜, 姜燕, 等. 基于 $e-p$ 曲线的软土地基非线性沉降的实用计算方法[J]. 岩土工程学报, 2015, 37(2): 242 - 249. (YANG Guang-hua, YAO Li-na, JIANG Yan, et al. Practical method for calculation nonlinear settlement of soft ground based on $e-p$ curve[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2015, 37(2): 242 - 249. (in Chinese))
- [35] 杨光华, 黄致兴, 李志云, 等. 考虑侧向变形的软土地基非线性沉降计算的简化法[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(9): 1697 - 1704. (YANG Guang-hua, HUANG Zhi-xing, LI Zi-yun, et al. Simplified method for nonlinear settlement calculation in soft soils considering lateral deformation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(9): 1697 - 1704. (in Chinese))
- [36] 彭长学, 杨光华. 软土 $e-p$ 曲线确定的简化方法及在非线形沉降计算中的应用[J]. 岩土力学, 2008, 39(6): 1706 - 1710. (PENG Chang-xue, YANG Guang-hua. A simplified method for determining $e-p$ curve of soft soil and its application to analyzing nonlinear settlement of foundation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2008, 39(6): 1706 - 1710. (in Chinese))
- [37] 陆培炎, 熊丽珍, 陈韶永, 等. 软土上一个土堤的试验分析[M]// 陆炎培. 陆培炎科技著作及论文选集. 北京: 科学出版社, 2006. (LU Pei-yan, XIONG Li-zhen, CHEN Shao-yong, et al. Test analysis of an earth embankment on soft soil[M]// LU Pei-yan. Selections of Lu Peiyan's Science and Technology Books and Papers. Beijing: Science Press, 2006. (in Chinese))
- [38] 杨光华, 黄致兴, 姜燕, 等. 地基承载力的双控确定方法[J]. 岩土力学, 2016, 37(增刊 2): 232 - 242. (YANG Guang-hua, HUANG Zhi-xing, JIANG Yan, et al. Double controlling method for determining bearing capacity of foundation soils[J]. Rock and Soil Mechanics, 2016, 37(S2): 232 - 242. (in Chinese))
- [39] 杨光华, 姜燕, 张玉成, 等. 确定地基承载力的新方法[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(4): 597 - 603. (YANG Guang-hua, JIANG Yan, ZHANG Yu-cheng, et al. New method for determination of bearing capacity of soil foundation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(4): 597 - 603. (in Chinese))
- [40] YANG Guang-hua, JIANG Yan, XU Chuan-bao, et al. New method for determining foundation bearing capacity based on plate loading test[C]// Proceedings of China-Europe Conference on Geotechnical Engineering, 2018, Switzerland.
- [41] 杨光华. 地基的变形控制设计[M]// 龚晓南. 岩土工程变形控制设计理论与实际. 北京: 中国建筑工业出版社, 2018. (YANG Guang-hua. Deformation control design of foundation[M]// GONG Xiao-nan. Geotechnical Engineering Deformation Control Design Theory and Reality. Beijing: China Architecture & Building Press, 2018. (in Chinese))
- [42] 杨光华, 孙树楷, 刘清华, 等. 强度和变形双控条件下基础尺寸的设计及优化[J]. 岩土工程学报, 2019, 41(增刊 1): 5 - 8. (YANG Guang-hua, SUN Shu-kai, LIU Qing-hua, et al. Design and optimization of foundation sizes under dual control conditions of strength and deformation[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2019, 41(S1): 5 - 8. (in Chinese))
- [43] 乔有梁, 杨光华, 张玉成, 等. 单桩非线性沉降计算的原状土切线模量法[J]. 广东水利水电, 2009(6): 22 - 24. (QIAO You-liang, YANG Guang-hua, ZHANG Yu-cheng, et al. Undisturbed soil tangent modulus method for calculation of single pile nonlinear settlement[J]. Guangdong Water Resources and Hydropower Press, 2009(6): 22 - 24. (in Chinese))
- [44] 杨光华, 苏卜坤, 乔有梁. 刚性桩复合地基沉降计算方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2009, 28(11): 2193 - 2200. (YANG Guang-hua, SU Bu-kun, QIAO You-liang. Method for calculating settlement of rigid-pile composite foundation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2009, 28(11): 2193 - 2200. (in Chinese))
- [45] 杨光华, 李德吉, 官大庶. 刚性桩复合地基优化设计[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(4): 818 - 825. (YANG Guang-hua, LI De-ji, GUANG Da-shu. Optimization design of pile composite foundation[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(4): 818 - 825. (in Chinese))
- [46] 杨光华, 徐传堡, 李志云, 等. 软土地基刚性桩复合地基沉降计算的简化方法[J]. 岩土工程学报, 2017, 39(增刊 2): 21 - 24. (YANG Guang-hua, XU Chuang-bao, LI Zhi-yun, et al. Simplified method for settlement calculation of rigid pile composite foundation in soft soils[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(S2): 21 - 24. (in Chinese))
- [47] 杨光华, 刘清华, 孙树楷, 等. 刚性桩复合地基承载力计算问题的探讨[J]. 广东水利水电, 2019(12): 1 - 7. (YANG Guang-hua, LIU Qing-hua, SUN Shu-kai, et al. Discussion on bearing capacity calculation of rigid pile composite foundation[J]. Guangdong Water Resources and Hydropower Press, 2019(12): 1 - 7. (in Chinese))