

大直径桩的竖向承载性能研究

Research on axial bearing behavior of large diameter piles

胡庆立, 张克绪

(哈尔滨工业大学 土木工程学院, 黑龙江 哈尔滨 150090)

摘要: 提出了一个现场静载试验与理论分析相结合确定大直径桩竖向承载性能的方法。该法先进行小直径桩静载试验, 静载试验的目的是确定理论分析模型的参数, 因此, 必要时可分段进行试验; 然后采用理论分析及逐步调整参数的方法拟合试验资料, 确定出理论分析模型的参数; 最后考虑试验代表性及尺寸效应修正模型参数, 并用于大直径桩的理论分析, 确定其承载性能。应用上述方法研究了松花江某斜拉桥大直径桩的竖向承载性能, 获得了满意的结果。

关键词: 大直径桩; 静载试验; 模型参数; 拟合分析; 承载性能

中图分类号: TU 473.11 **文献标识码:** A **文章编号:** 1000-4548(2002)04-0491-05

作者简介: 胡庆立(1972-), 男, 山东曲阜人, 哈尔滨工业大学土木工程学院博士研究生。

HU Qing-li, ZHANG Ke-xu

(School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090, China)

Abstract: A method to study the behavior of axially loaded large diameter piles according to insitu static load test of an instrumented pile and theoretical analysis is presented. Purpose of the test is to determine parameters of theoretical analysis model, so diameter of test piles can be smaller and tests can be carried out separately for soil layers in different depth if necessary. When static load test finished, the data are fitted step by step by theoretical analysis and model parameters are found simultaneously. By theoretical analysis and modified model parameters considering representativity of the test and scale effect, large diameter piles are analyzed to study bearing behavior of the piles. Satisfactory results have been gained using this method in research on axial bearing capacity of the large diameter piles of a cable-stayed bridge on Songhuajiang River.

Key words: large diameter pile; static load test; model parameter; fitting analysis; bearing behavior

1 概 述^{*}

由于设备加载能力的限制, 采用现场静载试验方法直接确定大直径桩的竖向承载力是很困难的。恰当的理论分析方法能考虑影响桩性能的许多因素, 特别是非线性、非均质性等。如果能可靠地确定模型参数, 理论分析方法可以成为确定单桩性能的适用手段。较之室内试验, 根据现场静载试验资料确定参数更为合理。在这种情况下, 试验可采用直径较小的桩, 必要时还可分段进行。试验完成后, 对试桩进行理论分析, 通过逐步调整参数拟合由现场静载试验测得的荷载—沉降曲线及各级荷载下桩轴向力沿深度的分布, 获得所需的模型参数。然后, 考虑试验代表性及尺寸效应修正所确定的参数, 并用于大直径桩的理论分析, 计算其荷载—沉降曲线, 按一定的破坏标准确定大直径桩的竖向极限承载力, 以及与之相应的各土层的侧阻和端阻。为了充分反映体系的非线性性质, 比较准确地确定非线性模型参数, 试验所加的荷载必须使荷载—沉降曲线进入弯曲阶段, 最好能达到破坏。

2 现场静载试验的要求及测试内容

现场静载试验, 除应满足《建筑桩基技术规范》

JGJ94—94 有关规定外, 试桩的施工工艺一定要与工程桩相同。当预计工程桩入土深度很大, 与之同深度的小直径桩的承载力仍超出本地区试验设备的加载能力时, 可采用分段压桩的方法。对于测试深埋土层的试桩, 其上段应采用双层钢套筒结构与周围土体隔离, 并在两套筒间设置活动的铰支承以保证试桩自由段的稳定性。另外, 双层钢套筒下端需设封闭装置, 上端需设临时封闭装置, 以防止混凝土进入两层钢套筒之间形成固定的连接。

按本方法的要求, 静载试验必须测出完整的桩顶荷载—沉降曲线, 以及各级荷载下桩轴向力沿深度的分布。因此, 需根据土层沿深度的分布, 在桩身相应于土层分界面位置对称布置钢筋计, 至少三只。

3 理论分析方法概要

选取一个既合理又便于计算的理论分析模型是本文方法的一个关键。文献[1]将桩—土体系简化为土体、桩身和桩土接触面三部分, 如图1所示。土体简化为均质弹性半空间无限体, 桩简化为弹性杆单元, 两者在桩侧与桩底相互作用。将桩及土孔壁侧面划分单元

后建立非线性求解方程。对各级桩顶荷载,用迭代法可求解出对应的桩顶沉降,并可进一步求得相应的桩轴向力。

半空间无限土体包括土的平均弹性模量和泊松比两个力学参数。接触面传递桩土之间剪力,并体现土的分层特征。剪切应力 τ 与剪切位移 Δu 采用双曲线关系^[2],割线刚度为

$$k_s = \frac{k_{\text{ini}}}{1 + \Delta u k_{\text{ini}} / \tau_{\text{ult}}} \quad (1)$$

每层土包括极限侧阻 τ_{ult} 和初始剪切刚度 k_{ini} 两个参数。桩底反力 P_b 与桩底位移 s_b 亦采用双曲线关系^[2],与割线刚度相应的柔度系数为

$$\lambda = \lambda_0 + \frac{s_b}{P_{b, \text{ult}}} \quad (2)$$

式中 λ_0 为桩底结点的初始柔度系数; $P_{b, \text{ult}}$ 为桩底土的极限承载力,等于极限端阻与桩底面积之积。

若试桩穿过 m 个土层,本分析方法则包括各土层桩土接触面的初始剪切刚度及极限侧阻,桩底土的极限端阻,土的平均弹性模量和泊松比共 $2m+3$ 个模型参数。参数分析表明,泊松比对荷载—沉降曲线及桩轴向力沿深度的分布曲线影响较小,因而将其它 $2m+2$ 个参数作为由拟合分析确定的参数。

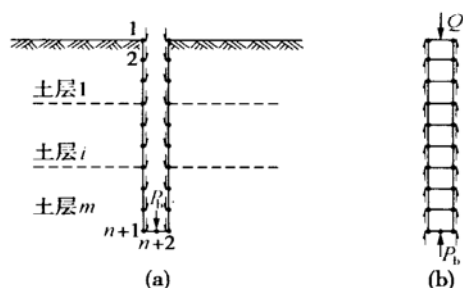


图1 桩—土体系分析模型

Fig. 1 Analytical model of pile-soil system

4 理论分析模型参数的确定

桩顶荷载—沉降曲线及各级荷载下桩轴向力沿深度的分布取决于上述的模型参数。因此,在这些资料中含有模型参数的信息。本文采用试算的方法,逐步调

整参数拟合现场静载试验资料来确定模型参数。

应指出,桩顶荷载是由土的总反力平衡的,理论分析与静载试验的荷载—沉降曲线的拟合只表明对应于相同的桩顶沉降两者的土总反力相等,并不能保证两者的桩端阻力与桩侧阻力的分配,以及桩侧阻力沿深度的分布是相同的。由于两个断面之间桩轴向力之差等于这两个断面间桩的侧阻力值,则可由桩轴向力沿深度的变化确定出桩侧阻力沿深度的分布。如果理论分析与静载试验的轴向力沿深度的变化也得到拟合,则保证了两者的桩端阻力与桩侧阻力的分配及桩侧阻力沿深度的分布是相同的。这样,同时使理论分析和静载试验的桩顶荷载—沉降曲线及桩轴向力沿深度的分布都得到拟合的参数就是所要确定的参数。

在用试算法拟合轴向力沿深度的分布时,应选择低、中、高三级荷载进行拟合,并以高荷载的轴向力沿深度分布的拟合为主要目标。

本文拟合方法的步骤如下:

(1) 确定模型参数的初始值

各土层桩土接触面的极限侧阻及桩底土的极限端阻的初始值可根据勘探建议值确定。接触面的初始剪切刚度等于极限侧阻除以参考位移,初步取参考位移等于 10^{-4} m。土的平均弹性模量可依据土的平均剪切波速初步确定。

(2) 桩顶荷载—沉降曲线的拟合

采用初始参数分析试桩得到的桩顶荷载—沉降曲线一般不能与静载试验测试结果相同,两者之间的关系有图2所示的四种情况,图中实线为试验结果,虚线为理论分析结果。

第一种情况:如图2(a)所示,加载的前段,计算荷载—沉降曲线的沉降量小于试验曲线;加载的后段,计算曲线的沉降量大于试验曲线。计算曲线前段沉降小的原因主要在于接触面初始剪切刚度及土的弹性模量取值偏高,后段沉降大的原因主要在于极限侧阻及端阻取值偏低。因此,应先降低接触面初始剪切刚度及土的弹性模量,并使前段计算曲线略低于试验曲线;然后再提高极限阻力,使两曲线逐步接近。

第二种情况:如图2(b)所示,整条计算荷载—沉

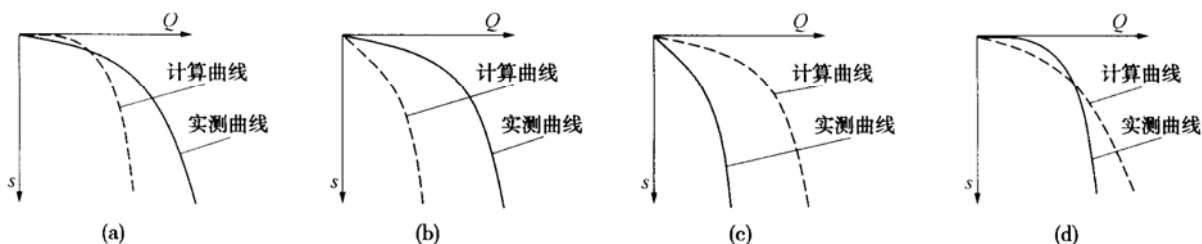


图2 计算与实测 $Q-s$ 曲线的关系

Fig. 2 Calculated and measured $Q-s$ curves

降曲线的沉降量都大于试验曲线。原因在于接触面初始剪切刚度、土的弹性模量、极限侧阻和极限端阻的取值都较低。因此,应先调高初始剪切刚度及土的弹性模量,并使计算曲线前段略低于试验曲线,然后再逐步提高极限阻力,使两曲线逐步接近。

第三种情况:如图2(c)所示,整条计算荷载—沉降曲线的沉降量均小于试验曲线,这是由于初始剪切刚度、土的弹性模量与极限阻力都较高。因此,应先降低初始剪切刚度及土的弹性模量,并使计算曲线前段略高于试验曲线,然后再调低极限阻力。

第四种情况:如图2(d)所示,计算荷载—沉降曲线前段的沉降量大于试验曲线,后段的沉降量小于试验曲线。对于前段,接触面初始剪切刚度及土的弹性模量起控制作用,取值较低造成了计算曲线沉降量较大。随着荷载的增加,极限阻力对刚度的贡献逐渐增大,取值偏高使计算沉降量与试验值逐步接近直至小于试验值。因此,应先调高接触面初始剪切刚度及土的弹性模量,并使计算曲线前段略高于试验曲线;然后再降低极限阻力,使两曲线逐步接近。

如前所述,桩顶荷载—沉降曲线的拟合是对应于相同的桩顶沉降土总反力的拟合,在拟合时可将各土层桩土接触面的初始参数等比例地增大或减小,一般不必改变它们之间的比例关系。它们之间的比例关系,以及桩底土参数与接触面参数的关系主要在桩轴向力拟合时进行调整。

(3) 桩轴向力的拟合

当桩顶荷载—沉降曲线得到拟合时,桩段侧摩阻力的实测值与计算值相比有如图3所示三种情况。图中,AB表示与某一土层对应的桩段,实线两端点表示实测的桩轴向力,虚线两端点表示理论分析所得桩轴向力。如果 $N_{1A}N_{1B}$ 的坡度比 $N_{0A}N_{0B}$ 大,则理论分析的侧阻力大于实测的侧阻力,如图3(a),对于低荷载阶段主要是由于本桩段的桩土接触面初始剪切刚度相对较高,在高荷载阶段主要是极限侧阻取值相对较高引起的;如果 $N_{1A}N_{1B}$ 与 $N_{0A}N_{0B}$ 平行,则理论分析的侧阻力等于实测的侧阻力,如图3(b);如果 $N_{1A}N_{1B}$ 的坡度比 $N_{0A}N_{0B}$ 小,则理论分析的侧阻力小于实测的侧阻力,如图3(c),对于低荷载阶段主要是由于初始剪切刚度取值较低,在高荷载阶段主要是极限侧阻取值较低引起的。这样,就可按照此规律逐步调整土参数拟合桩段的侧阻力。

图3中,A断面的轴向力 $N_{1A} < N_{0A}$,实际上也可能出现 $N_{1A} > N_{0A}$ 或 $N_{1A} = N_{0A}$ 的情况。两者不相等的原因在于A断面以上各土层相应桩段的轴向力没有

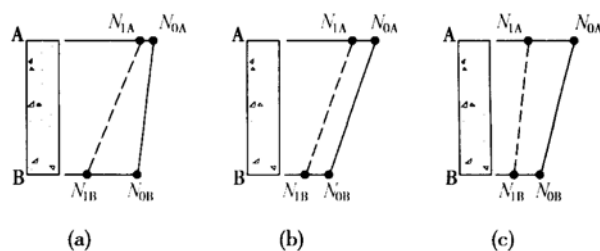


图3 侧阻力实测值与计算值

Fig. 3 Calculated and measured shaft resistance

拟合好。因此,在桩轴向力拟合时,应按从上至下的顺序逐层拟合。这样,只要各土层界面相应的桩断面轴向力的理论分析值与实测值相等,就保证了各土层侧阻力以及桩端阻力的拟合。

此外,在拟合某桩段土层侧阻力时,该土层参数取值的增加或减小,会造成相邻土层承担的侧阻力的减小或增加,程度取决于与该土层的距离。在拟合过程中应注意这种规律的影响,并使总初始刚度和极限阻力大体保持不变。在拟合接近桩底的桩段所对应土层的侧阻力时,除调整接触面初始剪切刚度和极限侧阻外,还应该适当地调整极限端阻和土的弹性模量。

(4) 迭代调整参数

在轴向力拟合过程中,应在整体意义上保持初始刚度和极限阻力不变。但这一点不易控制,故在轴向力调整过程中可能会造成已调整好的荷载—沉降曲线的拟合精度降低。另外,再次进行桩顶荷载—沉降曲线拟合也会使桩轴向力分布的计算值有所改变。因此,这两个调整过程是相互影响的,需反复进行这两个调整过程,直至二者都满足精度要求。

5 参数的进一步处理

5.1 试验代表性问题的考虑

由于静载试验费用高,试桩的数目较少,在直径较大的情况下往往只进行一两根桩试验。由这样少的试验数量得出的模型参数的代表性是一个问题,但工程设计要求提供具有统计意义的参数。在这种情况下,如果测试同一深度范围土层的试桩数量达到两根,可按《建筑桩基技术规范》JGJ94—94的有关规定处理所得的参数。若试桩仅有一根,则可视所得的参数为上限值或平均值,再根据同类土在同一场地的离散性确定出各参数的取值区间,取区间的下限值或中值为参数的代表值。具体应根据工程的规模、重要性及当地的经验进行选择。

5.2 尺寸效应问题

文献[3~5]分别讨论了大直径桩端阻和侧阻的尺寸效应问题。本文建议采用《建筑桩基技术规范》

JGJ94—94 表 5.2.9—2 规定的端阻和侧阻的尺寸效应系数修正拟合所得参数。

6 破坏标准及土阻力的发挥

将考虑试验代表性及尺寸效应修正后的参数代入理论分析模型,可算出大直径桩的荷载—沉降曲线。由于大直径桩的荷载—沉降曲线一般为缓变型,应按变形标准确定其极限承载力。通常,取桩顶沉降 $s = 40 \sim 60 \text{ mm}$ 或 $s = (0.03 \sim 0.06)D$ (D 为桩端直径,大桩径取低值,小桩径取高值)所对应的荷载为单桩的极限承载力^[5]。按上述标准,可由理论分析得到的荷载—沉降曲线确定出单桩的极限承载力,以及与之相应的各土层发挥出来的侧阻及端阻。

7 工程实例研究

应用本文方法曾研究了两个工程大直径桩的竖向承载性能,在此仅给出松花江某斜拉桥大直径桩基础的研究结果。该桥的主桥基础拟采用直径 2 m,长 60 ~ 70 m 的钻孔灌注桩,根据勘探资料初步估算其承载力约为 40000 kN,难以进行常规静载荷试验。试验场地土层如表 1 所示,表中泥岩 1,2,3,4 分别为全风化、强风化、弱风化、微风化泥岩。

表 1 土层分布及参数

Table 1 Soil layers and parameters

土层名称	层厚 /m	极限侧阻 / ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$)			初始剪切刚度系数 / ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	
		拟合	折减后	发挥	拟合值	折减后
细砂	6.8	79.1	48.7	35.3	2262.6	1764.9
中砂	3.5	160.8	99.1	71.6	4690.7	3658.8
粗砂	2.5	143.8	88.6	56.1	3018.3	2354.3
亚粘土	6.3	78.9	48.6	38.3	3112.1	2427.5
中砂	1.9	181.7	111.9	79.8	5361.2	4181.7
粗砂	1.3	208.4	128.4	86.8	5361.2	4181.7
细砂	7.2	79.0	48.7	34.1	2262.6	1764.9
中砂	5.7	181.7	111.9	74.3	4690.7	3658.8
粗砂	1.8	208.4	128.4	84.6	5361.2	4181.7
粘土	1.7	96.4	59.4	45.5	3803.7	2966.9
粗砂	1.4	208.4	128.4	84.0	5361.2	4181.7
砾砂	4.1	302.6	186.5	163.2	20500.0	15990.0
泥岩 1	2.8	212.5	130.9	114.5	14603.5	11390.7
泥岩 2	1.7	342.6	211.1	184.2	23560.9	18377.5
泥岩 3	7.6	467.8	288.3	248.6	31276.4	24395.6
泥岩 4		467.8	288.3	248.6	31276.4	24395.6

本次试验,在深度 61 m 内分两段进行,共做了两根桩的试验,直径为 1 m。试桩 A 入土深度为 42 m,目的是测试上层 42 m 范围各土层的参数;试桩 B 入土深度为 61 m,目的是测试下层 19 m 范围内各土层的参

数。B 桩试验时,在上段 42 m 的范围内用双层钢套筒将试桩与周围土体隔开。

试验采用振弦式钢筋计测量试桩的轴力,在每个土层界面位置对称布置。

7.1 测试结果及拟合

在该试验拟合分析中,由于弱风化泥岩和微风化泥岩的无侧限抗压强度没有显著的区别,故作同一层处理。试验及拟合分析结果示于图 4~7,其中图 5 的三级荷载分别为 7500 kN, 12000 kN, 14250 kN, 图 7 的三级荷载分别为 7200 kN, 14400 kN, 19800 kN。由图可见,计算荷载—沉降曲线与试验结果相当一致,特别是工程所关注的破坏荷载前后十分理想,轴力分布与实测结果也相当一致。达到拟合精度要求的参数即为所要确定的参数,示于表 1 和表 2,平均弹性模量拟合值为 $9.01 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$ 。

表 2 端阻力

Table 2 Toe resistance ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$)

土层名称	拟合值	折减后	发挥端阻	发挥系数
微风化泥岩	2666.7	1643.2	1549.6	0.943

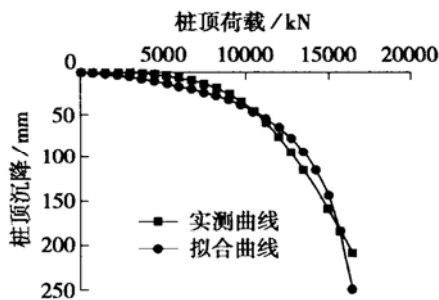


图 4 试桩 A 荷载—沉降曲线

Fig. 4 Load-settlement curve of test pile A

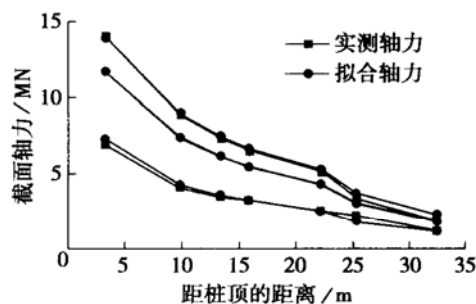


图 5 试桩 A 轴力

Fig. 5 Axial force of test pile A

7.2 拟合参数的进一步处理

由于本次试验在土层的上段和下段都仅做了一根试桩,确定有统计意义的参数是一个问题。依据本工程的地层情况,同一力学指标的上下限之间的相对差值一般不会大于 20%,即 $I_{\min} \geq 0.8I_{\max}$ 。为偏于安全,本文视所测指标为上限值,并取最小值作为参数的计算值,取折减系数为 0.78。

本试验采用的试桩直径为 1 m, 取较小的尺寸效应折减系数, 则直径 2.0 m 桩的极限侧阻折减系数为

$$\Psi_{s, 2.0} = \left| \frac{d_{1.0}}{d_{2.0}} \right|^{1/3} = 0.79 \quad (3)$$

同理, 可计算直径 2.0 m 桩极限端阻的折减系数。考虑试验代表性及尺寸效应折减后的极限侧阻、初始剪切刚度及极限端阻分别示于表 1 和表 2。

7.3 工程桩荷载—沉降曲线

由于试桩与工程桩在同一场地, 二者的土层类别相同, 只是桩径、桩长及各土层的厚度不同, 可以采用拟合分析得出的并考虑试验代表性和尺寸效应修正后的土层参数对工程桩进行理论分析。取桩长 61 m, 桩径 2.0 m, 按考虑尺寸效应和不考虑尺寸效应分别进行计算。工况 1 考虑尺寸效应, 工况 2 不考虑尺寸效应。计算所得的荷载—沉降曲线如图 8 所示。由图可见, 桩顶荷载—沉降曲线基本为缓变型, 考虑尺寸效应计算所得的桩顶沉降相对较大。

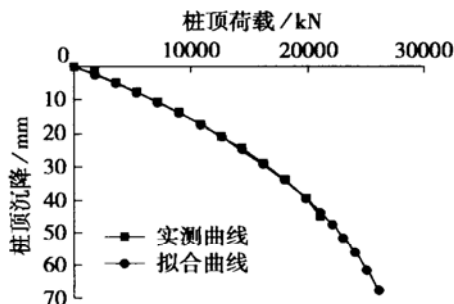


图6 试桩B荷载—沉降曲线

Fig. 6 Load—settlement curve of test pile B

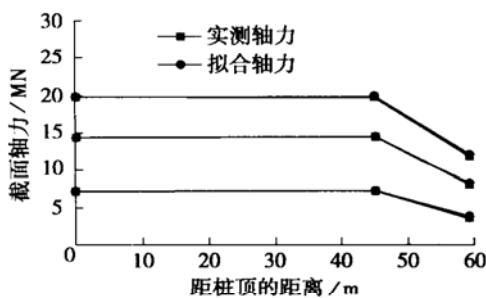


图7 试桩B轴力

Fig. 7 Axial force of test pile B

7.4 极限承载力及相应的端阻力和侧阻力

以工况 1 为例, 取桩顶沉降 60 mm 为破坏标准, 单桩的极限承载力为 45800 kN。此外, 还计算了与极限承载力对应的各土层发挥出来的侧阻、端阻, 如表 1、2 所示。计算结果表明, 由于工程桩的长径比较大, 侧阻所占比重也较大, 在 85% 以上; 侧阻和端阻都不能充分发挥。侧阻的发挥程度不仅取决于土层的埋置深度, 而且与桩—土接触面的初始剪切刚度和极限侧阻

有关。因此, 应考虑桩—土体系的受力变形机制, 将土层的极限端阻力及侧阻力定义为极限荷载作用下土层所发挥出来的阻力值。从这个意义上讲, 它们的确定与单桩的破坏标准有关, 并在很大程度上受荷载—沉降曲线类型及破坏标准的影响。

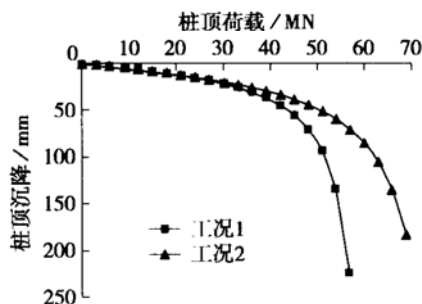


图8 工程桩荷载—沉降曲线

Fig. 8 Load—settlement curve of engineering pile

8 结 论

(1) 提出的研究大直径桩竖向承载性能的方法保留了现场静载试验方法的优点, 克服了其加载能力的限制; 发挥了理论分析方法的优点, 可以根据小直径桩的试验结果有根据地确定大直径桩的性能。

(2) 模型参数由现场静载试验资料确定, 更为真实可靠, 从而保证理论分析结果与实际相符。

(3) 考虑试验代表性及尺寸效应修正极限端阻和极限侧阻, 符合大直径桩的特点及工程要求。

(4) 所采用的理论分析方法能较好地模拟桩与周围土体的相互作用, 模型参数与桩常规分析方法的参数相应, 例如土的极限端阻和极限侧阻, 便于将它们引用到常规分析中。

(5) 明确了常规计算中土层极限端阻和极限侧阻的概念及影响因素, 并可按本文方法确定。

参考文献:

- [1] 宋和平, 张克绪, 胡庆立. 考虑桩—土接触面及桩底土非线性性的单桩 $Q-s$ 曲线分析[J]. 哈尔滨建筑大学学报, 2000, 33(1): 41-45.
- [2] 朱百里, 沈珠江. 计算土力学[M]. 上海: 上海科学技术出版社, 1990.
- [3] Meyerhof G G. Scale effect of ultimate pile capacity[J]. J Geotech Engng, 1983, 109(9): 797-806.
- [4] Clark J I. The settlement and bearing capacity of very large foundations on strong soils[J]. Can Geotech J, 1998, 35(1): 131-145.
- [5] 《桩基工程手册》编写委员会. 桩基工程手册[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1997.