

考虑桩-土非线性接触的自平衡桩基测试有限元分析

董青青, 梁小丛

(中国地质大学(武汉)工程学院, 湖北 武汉 430074)

摘要: 自平衡桩基测试由于不受场地限制, 在桥梁桩基检测和水上试桩领域得到较为广泛应用, 但由于自身承受荷载机理、桩土相互作用与传统桩基静载测试不同, 目前其实际应用仍然存在一些问题, 因此需要在自平衡加载方式下建立合理数值模型来为进一步理论分析奠定模型基础。在考虑桩体非线性接触面基础上, 研究了决定非线性接触性质的摩擦系数计算原则及相关模型参数取值, 基于 ANSYS 接触面单元建立了自平衡桩基有限元模型, 以武汉工程为依托, 与实测结果进行对比, 结果表明基于接触面单元建立的自平衡桩基模型具有更高的精确度, 能够很好反映真实荷载作用下上下段桩位移曲线图。

关键词: 自平衡桩基测试; 桩土相互作用; 接触非线性; 有限单元法

中图分类号: TU473.1+6

文献标识码: A

文章编号: 1000-3665(2013)01-0073-06

桩基承载力自平衡测试法最早由日本的藤关和中山首先提出, 20 世纪 80 年代由 Osterberg 教授系统研究得出一种可以广泛应用的荷载试桩新方法, 已在新加坡、加拿大、英国、以及中国香港得到了广泛应用和研究, 并且制定了相应的测试规程。在国内, 东南大学土木工程学院与江苏省建设厅于 1996 年开始实用性研究, 于 1999 年制定了相应的规程。自平衡试桩法^[1~4]是将加载装置荷载箱预先放置在桩身平衡点位置上进行加载(图 1), 利用桩侧土的摩擦阻力和桩端阻力作为荷载反力体系来分别获得上下段桩荷载沉降曲线, 经过一定转换方法最终确定单桩极限承载力。该方法可应用于大吨位以及特殊场地的试桩, 并以其设备简单、占用场地小、试验费用低等优点在某些工程场地已逐步取代传统的静载荷试验方法。

自平衡测试法与传统试验加载方式、桩身实际受力状态、桩-土间相互作用和荷载传递机理都存在一定差异性, 这使得自平衡测试法在实际应用过程中仍然存在一些问题, 比如平衡点位置难于确定、承载力等效精确转换以及试桩后作为工程桩的适用性等。因此需要根据自平衡加载方式下桩-土相互作用机理特殊性来建立合理的数值模型。

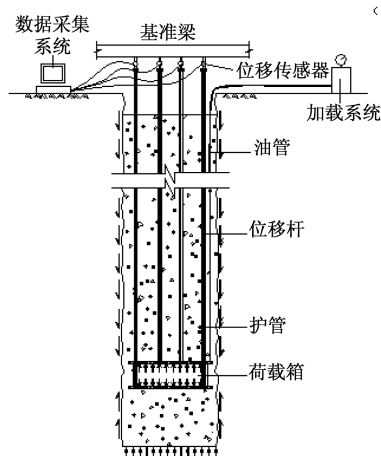


图1 桩承载力自平衡试验示意图

Fig. 1 Schematic diagram of test pile self-balance

1 桩-土非线性接触有限元原理

大多数建筑工程结构建筑在土基上, 土体与结构的相互作用直接影响到结构的应力和位移。在桩-土的共同作用分析中, 桩与土力学性质相差很大, 为了更好反映两者之间的相互作用, 需要桩与土体界面之间设置合适接触面单元。目前常用接触面单元主要有无厚度 Goodman 单元、Desai 提出接触薄层单元和 Katona、雷晓燕等提出节点接触面单元^[5~7]。无厚度 Goodman 单元是为了模拟接触面上的位移不连续性, 去掉了单元沿接触面法向的厚度值, 并使单元退化成两段接触的线元, 同时单元的位移模式降为仅沿着接触面切线。两线元之间接触间的位移差有如下本构关系:

收稿日期: 2012-06-05; 修订日期: 2012-07-02

作者简介: 董青青(1987-), 女, 硕士, 从事基础工程、高速远程滑坡等项目研究。

E-mail: dongqingqing2012@ sina. com

$$\begin{Bmatrix} \tau \\ \sigma \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \Delta u \\ \Delta v \end{Bmatrix} \quad (1)$$

式中: k_n 、 k_s ——接触面元的法向和切向刚度系数。

k_s 由两接触界面直接剪切试验测得, k_n 的取值由经验确定。

无厚度的 Goodman 单元能较好模拟接触上错动滑移和张开,能考虑接触面非线性特征。但由于无厚度,在受压时会使得两侧不同材料单元相互嵌入;另外,若 k_n 取值过大,只要法向相对位移产生微小误差,就会使得 $\sigma = k_n \cdot \Delta u$ 产生较大误差。

ANSYS 接触面单元也是一种无厚度单元,它通过采用罚函数法和拉格朗日乘子法来实现在两接触面之间力的传递而保证两接触面间的穿透值控制在一定范围,能很好模拟桩-土之间的非线性接触。但 ANSYS 中接触单元并不是 Goodman 单元,它是类似于 Goodman 单元。ANSYS 接触单元中与相邻接触面两边的单元只有在结点处有力的联系,它将接触单元的刚度矩阵按节点平衡条件叠加到结构刚度矩阵中,由结构平衡方程求解位移,进而求得接触面上的应力,避免了 Goodman 单元接触面之间穿透和刚度值过大造成误差。因此可以说接触面单元是在 Goodman 单元基础上一种改进。

2 桩-土接触有限元参数计算

桩-土非线性接触可选取三维无厚度接触对 TAGRE170 和 CONTAC173 进行模拟。桩体采用线弹性模型,土体采用 DP 弹塑性模型,在 ANSYS 中可选用 solid65 单元来模拟。根据所选取的单元和本-构模型,自平衡有限元建模时一般需要输入相应的物理参数,如摩擦系数、土体弹性模量以及泊松比,这些参数关系到模型真实性。但在工程地质勘察报告中,这些参数取值往往没有直接给予,因此,准确获取这些物理参数取值有利于建立高精度有限元模型。

2.1 桩-土接触面摩擦系数取值

在桩-土接触分析中,桩-土之间摩擦系数取值可以由桩侧土层破坏的极限侧阻力对桩侧表面的土压力之比值来确定。根据桩侧土层极限侧摩阻力计算表达式所用系数不同,分为 α 法、 β 法和 λ 法。其中 α 法和 λ 法用于计算粘性土中的桩, β 法可用于计算粘性和非粘性土中的桩。

(1) α 法

α 法由 Tomlinson 1971 年提出:

$$q_{su} = \alpha c_u \quad (2)$$

系数 α 取决于土的不排水剪切强度 c_u 和桩进入粘土层深度比 h_0/d ,可按照相关资料取值;不排水剪切强度 c_u 一般由无侧限压缩、三轴不排水剪切和原位十字板等测定。

(2) β 法

由 Chandler 于 1968 年提出计算粘性土中桩侧阻力的有效应力法表达式:

$$\begin{aligned} q_{su} &= \beta \sigma'_v \\ \beta &= K_0 \tan \delta \end{aligned} \quad (3)$$

式中: K_0 ——土静止侧压力系数,对于正常固结粘性土, $K_0 \approx 1 - \sin \varphi'$;

δ ——桩、土间外摩擦角, $\delta \approx \varphi'$;

φ' ——桩侧土有效内摩擦角,即排水剪切内摩擦角;

σ'_v ——桩侧分层图的平均竖向有效应力。

(3) λ 法

综合 α 法、 β 法的特点,魏杰维基也 (Vijayvergiya) 和富契 (Focht) 于 1972 年提出 λ 法:

$$q_{su} = \lambda (\sigma'_v + 2c_u) \quad (4)$$

λ 由统计资料确定。

对于正常固结粘性土,摩擦系数取值只考虑了受极限切向力和法向压力的影响,因此每一土层中桩的极限侧阻力采用 β 法计算,桩侧表面的侧压力由桩侧土体的平均自重引起,可由自重应力乘以静止侧压力系数得到。

根据静止侧压力系数,第 i 层土下表面处桩侧表面的土压力表示为:

$$\sigma_i = \sigma_{i-1} + K_0 \gamma_i h_i \quad (5)$$

式中: h_i 、 γ_i ——第 i 层土的厚度、重度。

第 i 层土桩侧表面平均土压力表示为:

$$\bar{\sigma}_i = \frac{(\sigma_i + \sigma_{i-1})}{2} \quad (6)$$

由 β 法求得第 i 层土上、下表面处桩极限侧阻力分别为 q_{su}^i 、 q_{su}^{i-1} ,则该层土的平均极限侧阻力表示为:

$$\bar{q}_{su}^i = \frac{q_{su}^i + q_{su}^{i-1}}{2} \quad (7)$$

因此可得第 i 层土的平均静摩擦系数可表示为:

$$f_i = \frac{\bar{q}_{su}^i}{\sigma_i} \quad (8)$$

自平衡测试法上段桩受力方式与传统静压桩受力方式不同,所以其侧摩擦系数选取有所不同。根据文献[14],一般单桩在抗拔时的负摩阻力小于在受压时的正摩擦力。其比值受地基土的种类、饱和度、加载速

度和其它边界条件的影响。国外研究学者 Tejchman 通过模型试验认为,在粒状土中,负摩擦力与正摩擦力之比为 0.4~0.5。入土深度越浅,这个比值越小。粘性土试验表明这个比值在 0.6~0.8 之间。我国《建筑桩基技术规范》(JGJ 94-2008)规定,砂土取 0.50~0.70,粘土和粉土取 0.70~0.80。

因此,模型中上段桩摩擦系数选取要根据传统静荷载桩侧摩阻力计算结果乘以相应系数进行换算。

2.2 桩-岩接触面摩擦系数选取

桩-岩侧摩擦系数最好通过实验(三轴剪切实验)求得,若无实验,可参考类似工程经验和通过相关关系计算获得。参考文献[10]~[12],可知桩-岩接触面摩擦系数与岩石饱和单轴抗压强度有如下关系:

$$f_i' = \eta f_{irc}^{0.5} \quad (9)$$

式中: f_i' ——第 i 层桩-岩接触面极限摩阻力平均值 (MPa);

f_{irc} —— i 层岩石的饱和单轴抗压强度 (MPa);

η 根据经验取值,一般在 0.2~0.6 之间,其主要影响因素是桩-岩接触面粗糙度及清洁程度。Rowe 等^[12]认为:对起伏度小于 1mm,较平滑光滑面及沟槽深 1~10mm,宽 2mm,间距 50~200mm 的界面, η 可取 0.45;对沟槽深、宽均 10mm 以上,间距 50~100mm 界面, η 可取 0.6。

2.3 土体弹性模量 E 、泊松比 μ 、膨胀角 φ_f 取值

(1) 土体弹性模量 E

土体弹性模量通常在土工试验中采用三轴试验或现场试验进行测定,但在工程勘察报告中一般只给出土体的压缩模量,因此在缺乏资料情况下,可以根据弹性理论中广义虎克定律进行计算:

$$E = E_s \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} \right) \quad (10)$$

(2) 泊松比 μ

根据静止侧压力系数定义和广义虎克定律有:

$$K_0 = \frac{\mu}{1-\mu} \quad (11)$$

$$\mu = \frac{1 - \sin\varphi_f'}{2 + \sin\varphi_f'} \quad (12)$$

由式(11)即可确定出正常固结粘性土的泊松比 μ ,进而可确定土体弹性模量。

(3) 膨胀角 φ_f

膨胀角即剪胀角,用来控制体积膨胀大小。当 $\varphi_f = \varphi$ (内摩擦角)时,表示塑性流动法则是关联的,土体会发生明显的体积膨胀;当 $\varphi_f < \varphi$ 时,则塑性流

动法则为非关联的,土体将发生较小的体积膨胀;当 $\varphi_f = 0$ 时,则不发生体积膨胀,因此在有些研究者中直接取其等于内摩擦角是不正确的。

膨胀角在概念上根据土体塑性体积应变与正应变和剪应变关系的定义获得^[13]:

$$\frac{\varepsilon_v}{\varepsilon_r} = \frac{2\sin\varphi_f}{1 - \sin\varphi_f} \quad (13)$$

式中: ε_v 、 ε_r ——三轴试验中体积应变和垂直应变。

对于一般性正常固结粘性土,在荷载作用下不会产生体积膨胀,而对于密实砂土和超固结粘性土,则会产生一定体积膨胀。在数值模拟分析中取值为 0,计算结果可以偏于保守。另, Vemmer 和 De Borst 于 1984 年研究过典型地层剪胀角取值。一般土体、岩石的剪胀角都要比内摩擦角小得多,且近似在 0~20° 范围变化,具体有如下经验:密砂一般取 15;松砂 < 10;正常固结粘土取 0;石灰石取 12~20;混凝土取 12。

3 自平衡桩基有限元模型建立

3.1 工程实例

武汉光谷新世界中心项目工程由 8 栋超高层(32 层)、7 栋高层(18 层)、商业及会所(3 层)、幼儿园(3 层)及地下室(1 层)组成。32 层中柱荷载为 10 000kN,边柱荷载为 6 000kN;18 层中柱荷载为 6 500kN,边柱荷载为 4 000kN。超高层、高层基础埋深约为 5m。

本文以该工程中自平衡试桩建立有限元模型。其中 4#试桩相关参数如下:桩身直径 800mm,有效桩长 21m,荷载箱距离桩端距离 5.5m,桩端持力层为粉砂质泥岩。根据该场地工程地质勘查报告,并按照上述方法分别求出各层土参数(表 1)。查阅《建筑桩基技术规范》^[8]可知,对一般桩基混凝土,粘性土摩擦系数为 0.25~0.45,软质岩石为 0.40~0.60;硬质岩石 0.65~0.75。由表中计算可知得出摩擦系数结果是可靠的。

3.2 桩-土非线性接触有限元模型建立

考虑试桩模型对称性,取 1/4 桩土模型进行分析。剪切变形传递法中桩基影响范围一般大于 10 倍桩径时,剪应变已很小可略去不计,因此建模时沿桩径向土体宽度取 10 倍桩径,即 18.8m,沿深度方向取土体厚度为一倍桩长厚度即 21m。桩周土体分为 7 层,每层桩周土与桩端均设置一对接触面单元,并根据表 1 选取不同的摩擦系数。荷载箱位置建模时,可在荷载箱处将桩基分成两部分,但在求解自重应力时为了避免不收敛,也需在此设立一对接触面单元。待自重应力求解之后进行加载时,再删除接触面单元进行求解分析。

表 1 接触分析基本参数表
Table 1 Basic parameters of contact analysis

土层代号	土层名称	层厚(m)	有效应力指标		摩擦系数	膨胀角(°)	泊松比 μ	密度(kg/m ³)	弹性模量(MPa)
			粘聚力(kPa)	内摩擦角(°)					
①2	素填土	1.8	5	10	0.26	6	0.42	1700	10.8
③1	粉质粘土	3.5	15	17	0.28	13	0.35	1860	7.5
③2	粉质粘土	2.4	8	11	0.38	6	0.37	1960	13.6
④	粉质粘土	3.5	20	25	0.32	18	0.30	1980	22.5
⑤	含碎石粘土	2.3	24	28	0.40	20	0.37	2030	12.5
⑥	粉质粘土	4.2	28	33	0.35	25	0.32	1930	17.3
⑦1	强风化粉砂质泥岩	1.8	110	30	0.55	5	0.30	2050	120
⑦2	中风化粉砂质泥岩	4.5	160	35	0.72	8	0.28	2100	210

另外,为了保证快速收敛,对于法向刚度选取,在开始分析才可以采用默认取值进行分析。当不收敛时,查看接触面之间贯入量大小和平衡迭代次数。如果不收敛是由于过大贯入量引起的,那么可能总体收敛困难是由于 FKN 值过低引起的。如果总体收敛困难是由于不平衡力和位移增量要达到收敛时需要更多迭代次数时,那么 FKN 值可能被高估。

且由于建立桩体模型是曲面接触,在接触分析时,应对其关键字进行设置来取消初始渗透,并设置相应的渗透值范围。

3.3 有限元结果分析

根据以上分析建立模型如图 2,在荷载箱处对上、下段桩进行同时加载,最大加载为 3 200kN,共分为 9 级,每级加载量为最大加载十分之一,前两级并作一级。图 3 为自重应力作用下位移图。图 4 为荷载箱上、下段桩位移计算值与实测值对比。

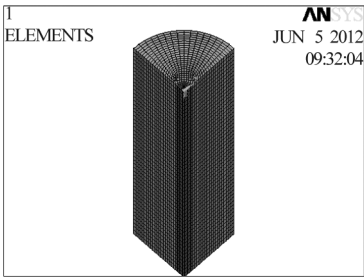


图 2 有限元网格
Fig. 2 Finite Element Mesh

由图 4 可看出,在相同荷载作用下,荷载箱向上位移总的计算值接近实测值,但下段桩在相同荷载作用下,荷载箱计算值比实测值偏低,但总体趋势是一致的。从计算曲线可以看出,下段桩实测值较大,主要可能是由于施工工艺造成桩底有少量沉渣,以至造成整体位移曲线比计算值偏大。

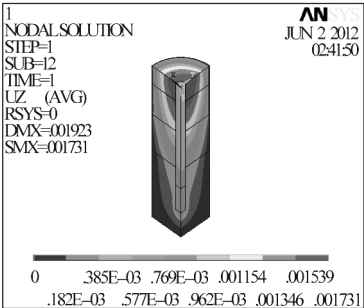


图 3 自重应力作用下 z 向位移
Fig. 3 z-displacement under gravity

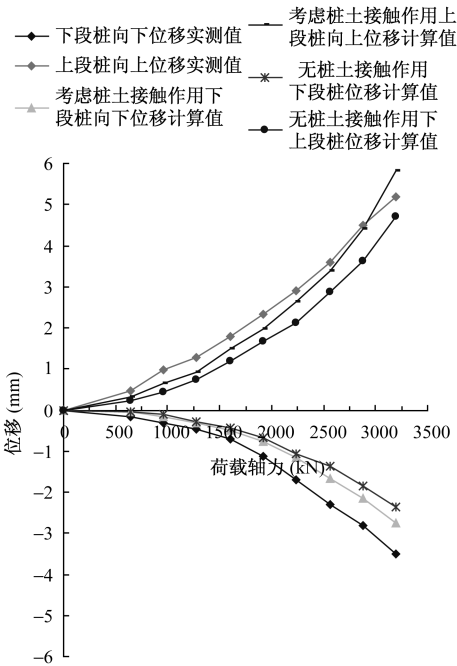


图 4 考虑桩-土接触面上下段桩的位移与无桩土接触面计算值与实测值对比
Fig. 4 Comparison of the calculation value considering pile-soil interaction and non-considering pile-soil interaction with actual measured values

若桩-土之间不设置接触单元,即不考虑桩-土之间剪切、滑移,而将桩-土接触面节点耦合,共同变形,此时从单桩位移曲线图中可看出:没有设立桩-土接触面单元与实测值偏差较大,总的沉降值与实测值都偏小,这是由于桩体作为一整体承受荷载时,周边土体与桩体协同变形,桩体之间不产生相对位移所致;而设置接触面单元则根据不同的土层设置了不同的摩擦系数,能够更真实模拟桩-土界面之间的非线性,因此能够更好反应桩-土之间相对滑移状态。

4 结论

(1) 桩-土接触面摩擦系数可采用 α 法、 β 法和 λ 法计算获得,桩-岩接触面摩擦系数可根据岩石饱和单轴抗压强度进行计算。

(2) 有限元模型中土体参数弹性模量可根据压缩模量进行换算,泊松比可根据静止侧压力系数换算,分析了膨胀角取值影响。

(3) 依托武汉自平衡测试工程,对比了考虑桩-土接触作用与无桩-土接触有限元模型,结果表明,考虑桩-土接触非线性模型具有更高模拟精度,能够很好反映荷载作用下上下段桩位移曲线图,从而为自平衡桩基有限元建模提供一定模型基础。

参考文献:

- [1] 龚维明,戴国亮. 桩承载力自平衡测的几个关键问题讨论[J]. 公路, 2005(8): 24-27. [GONG W M, DAI G L. The balance of the bearing capacity of pile several key questions[J]. Highway, 2005(8): 24-27. (in Chinese)]
- [2] 龚维明,戴国亮,蒋永生,等. 桩承载力自平衡测试理论与实践[J]. 建筑结构学报, 2002, 23(1): 83-89. [GONG W M, DAI G L, JIANG Y S, et al. Theory and Practice of Self-balanced Loading Test for Pile Bearing Capacity [J]. Journal of Building Structures, 2002, 23(1): 83-89 (in Chinese)]
- [3] 吴鹏,龚维明,薛国亚,等. 桩基承载力测试 O-Cell 法与自平衡法对比研究[J]. 建筑科学, 2005, 21(6): 68-72. [WU P, GONG W M, XUE G Y, et al. Comparison research between o-cell method and self-balance method in bearing capacity load test of piles [J]. Building Science, 2005, 21(6): 68-72. (in Chinese)]
- [4] 戴国亮,龚维明,刘欣良. 自平衡试桩法桩土荷载传递机理原位测试[J]. 岩土力学, 2003, 24(6): 1065-1069. [DAI G L, GONG W M, LIU X L. Experimental Study of Pile-soil Load Transfer Behavior of Self-balanced Pile [J]. Rock and Soil Mechanics, 2003, 24(6): 1065-1069. (in Chinese)]
- [5] Goodman R E, Taylor R L, Brekke T L. A Model for the Mechanics of Jointed Rock [J]. Journ. Soil Mech. & Found Div ASCE, 1968, 94(3): 637-660.
- [6] 殷宗泽,朱鸿,许国华. 土与结构材料接触面的变形及其数学模拟[J]. 岩土工程学报, 1994, 16(3): 14-22. [YIN Z Z, ZHU H, XU G H. Numerical Simulation of the Deformation in the Interface between Soil and Structural Material [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 16(3): 14-22. (in Chinese)]
- [7] 雷晓燕,杜庆华. 接触摩擦单元的理论及其应用[J]. 岩土工程学报, 1994, 16(3): 23-32. [LEI X Y, DU Q H. Theory and Application of Contact-friction Interface Element [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1994, 16(3): 23-32. (in Chinese)]
- [8] 中国建筑科学研究院. JGJ94-2008 建筑桩基技术规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008. [Chinese Science Research of Science. JGJ94-2008 Technical Code for Building Pile Foundations [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2008. (in Chinese)]
- [9] 许宏发,吴华杰,郭少平,等. 桩-土接触面单元参数分析[J]. 探矿工程, 2002(5): 10-12. [XU H F, WU H J, GUO S P, et al. Study on the Parameters of Pile Soil Contact Surface Element. [J]. Exploration Engineering (Drilling & Tunneling), 2002(5): 10-12. (in Chinese)]
- [10] 戴国亮,龚维明,梅国雄. 基于桩-土-岩共同作用的自平衡法试桩分析方法[J]. 四川建筑科学研究, 2002(6): 32-34. [DAI G L, GONG W M, MEI G X. Analysis of self-balanced method based on pile-soil-rock interaction [J]. Building Science Research of Sichuan, 2002(6): 32-34 (in Chinese)]
- [11] Randolph M F, Wroth C P. Analysis of deformation of vertically loaded piles [J]. Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 1978, 12: 1465-1488.
- [12] Rowe R K, Armitage H H. A design method for drilled piers in soft rock [J]. Can. Geotechnical, 1987, 24: 126-142.
- [13] Carter J P, Booker J R, Yeung S K. Cavity Expansion

- in Cohesive-Frictional Soils [J]. Geo-technique, 1986, 36(3): 349-348.
- [14] 李广信. 关于 Osterberg 试桩法的若干问题[J]. 岩

- 土工程界, 1999(5): 30-34. [LI G X. Several Problem about Osterberg Pile test [J]. Geotechnical Engineering World, 1999(5): 30-34. (in Chinese)]

Analysis of self-balance pile test based on finite element method considering pile-soil non-linear contact

DONG Qing-qing, LIANG Xiao-cong

(Engineering College, China University of Geosciences, Wuhan, Hubei 430074, China)

Abstract: The self-balance pile test has been widely used especially in pile foundation of a bridge and water pile foundation without space limitation, but there exists some shortcomings because of its own bear load mechanism characteristics. This paper examines the calculation and selection principle of friction coefficient which can decide the non-linear properties, considering non-linear interaction of pile-soil and developing the finite element model based on ANSYS contact element. Through a practical engineering case, the results with the finite element method are described. The results show that the finite element method has a higher accuracy and can truly reflect the curve of displacement of the top and bottom cells. An accurate model for the theory study of self-balance pile test is also provided.

Key words: self-balance pile test; pile soil interaction; non-linear contact; finite element method

责任编辑: 张明霞

更正

《水文地质工程地质》2012 年第 6 期第 39 页(吴成,等:高地应力硬岩洞室开挖破坏区数值模拟方法探讨)的表 3 有误,现改正如下:

表 3 围岩关键点最大主应力值 ($\times 10^2$ MPa)

Table 3 Major principal stress values at monitoring points ($\times 10^2$ MPa)

模型	一层测点							二层测点						
	1	2	3	4	5	6	7	1	2	3	4	5	6	7
弹性	1.16	1.58	1.45	1.49	1.29	1.31	0.93	0.93	1.29	1.17	1.21	1.13	1.14	0.85
理想弹塑性	1.16	1.51	1.43	1.48	1.30	1.31	0.94	0.93	1.30	1.19	1.22	1.13	1.14	0.85
应变软化	1.15	1.45	1.42	1.47	1.31	1.30	0.93	0.93	1.31	1.19	1.22	1.13	1.14	0.85
弹脆塑性	0.75	0.18	1.15	1.33	1.28	1.24	0.91	1.11	1.34	1.25	1.18	1.10	1.12	0.83
CWFS	0.98	0.93	0.91	0.90	0.95	0.97	0.80	0.82	0.96	0.98	0.98	0.97	0.95	0.75
删除开挖破坏区模型	0.73						0.62	0.71	0.93	1.55		1.14	0.83	0.67
模型	三层测点							四层测点						
	1	2	3	4	5	6	7	1	2	3	4	5	6	7
弹性	0.90	1.04	1.01	1.06	0.97	0.98	0.85	0.84	0.88	0.93	0.96	0.91	0.85	0.81
理想弹塑性	0.91	1.05	1.01	1.07	0.97	0.97	0.85	0.84	0.88	0.94	0.97	0.91	0.85	0.81
应变软化	0.91	1.04	1.01	1.07	0.97	0.97	0.85	0.84	0.88	0.93	0.97	0.91	0.95	0.81
弹脆塑性	1.03	1.19	1.08	1.07	0.95	0.95	0.84	0.91	0.91	0.98	0.99	0.90	0.84	0.80
CWFS	0.83	0.95	1.12	1.08	1.01	0.90	0.79	0.82	0.92	1.06	1.26	0.98	0.88	0.78
删除开挖破坏区模型	0.80	0.98	1.23		1.06	0.87	0.75	0.81	0.97	1.19	1.41	1.06	0.89	0.77