

三维盾构隧道开挖面极限支护压力数值及理论解

吕玺琳^{1, 2}, 李冯缔^{1, 2}, 黄茂松^{1, 2}, 万家亮^{1, 2}

(1. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092; 2. 同济大学 岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092)

摘要: 对盾构隧道开挖面稳定性进行三维弹塑性有限元数值模拟, 获得了维持开挖面稳定最小极限支护压力随隧道埋深比及土体强度参数的变化特性. 将极限支护压力值表示为土体粘聚力、上覆荷载、土体重度与其影响系数乘积的三项叠加, 并通过数值模拟获得了各影响系数随隧道埋深比及土体内摩擦角的变化规律. 利用数值模拟结果对三维楔形体模型进行对比验证, 结果表明楔形体模型得到的各影响系数在规律上与数值模拟结果相符, 但在数值上, 土体重度影响系数与数值模拟结果更接近, 而粘聚力和上覆荷载影响系数则存在一定偏差.

关键词: 盾构隧道; 开挖面稳定; 极限支护压力; 数值模拟; 极限平衡法

中图分类号: TU 91

文献标识码: A

Three-dimensional Numerical and Analytical Solutions of Limit Support Pressure at Shield Tunnel Face

Lǚ Xilin^{1, 2}, Lǐ Fengdi^{1, 2}, HUANG Maosong^{1, 2}, WAN Jialiang^{1, 2}

(1. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of the Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The elasto-plasticity finite element method was used to study the face stability of shield tunnel in three-dimensional condition, the relationship between the limit support pressures and the tunnel depth-to-diameter ratio and soil strength was obtained. The limit support pressure was rewritten as the summation of cohesion, overlying surcharge load and soil weight multiplied by their corresponding influence coefficients. The varying characteristics of influence coefficients with the friction angle of soil and tunnel depth-to-diameter ratio were obtained. A comparison with the numerical results validated the 3D wedge limit equilibrium

model. Results show that the influence coefficient of soil weight obtained from 3D wedge model agrees well with numerical results, while the influence coefficients of soil cohesion and surcharge load deviate from the numerical results slightly.

Key words: shield tunnel; face stability; limit support pressure; numerical simulation; limit equilibrium

在城市地铁盾构掘进过程中, 施加合理的支护压力维持开挖面稳定性是保证安全施工的关键. 当前针对支护压力已有不少的试验和理论研究, 但由于问题的复杂性, 至今仍没有一个既合理又便于工程应用的方法. 目前工程上普遍采用村山公式确定极限支护压力(Kanayasu等^[1]; Lu等^[2]). 该法是一种在二维简化分析基础上建立的极限平衡模型, 而盾构开挖面稳定性从本质上是一个三维问题, 合理的分析应建立在三维基础上. 当前也已有一些三维分析模型, 如Jancsecz和Steiner^[3]采用Horn(1961)基于筒仓理论最早建立了三维楔形体模型, 并对盾构隧道开挖面稳定性进行了研究, Anagnostou和Kovári^[4]基于该法进一步研究了极限支护压力及主要影响因素. Leca和Dormieux^[5]建立了三维极限分析法获得了极限支护压力的上下限解, Mollon等^[6]进一步采用多块体极限分析上限法获得了更优的上限解等. 但由于极限分析法较为复杂, 从实用角度来说, 更为理想的是能得到极限支护压力显式计算公式的极限平衡法. 三维楔形体模型就是极限平衡法的一种, 但由于引入了大量假设, 其合理性仍需进一步验证.

随着数值模拟技术在岩土工程领域的广泛应用, 该技术也广泛用于土体稳定性研究, 其得到的结果可作为验证理论方法的有效途径. Vermeer等^[7]

收稿日期: 2011-07-18

基金项目: 国家自然科学基金青年科学基金(50908171); 国家杰出青年科学基金(50825803); 上海市晨光计划项目(10CG23); 重庆交通大学(桥梁)结构工程重点实验室开放基金

第一作者: 吕玺琳(1981—), 男, 工学博士, 讲师, 主要研究方向为岩土力学与工程. E-mail: xilinlu@tongji.edu.cn

及朱伟等^[8]通过三维弹塑性有限元数值模拟技术,对隧道开挖面失稳问题进行了研究. Li 等^[9]采用 FLAC(Fast Lagrangian analysis of continua)数值模拟软件对该问题进行了探讨,然而并未针对极限支护压力及随主要参数的变化特性进行系统深入的研究. 为系统研究极限支护压力的主要影响因素及影响规律,吕玺琳等^[10]借鉴 Terzaghi 地基承载力三项系数法,通过极限理论对支护压力开展了研究,但该研究是基于二维进行的,与实际情况仍存在一定差距. 本文正是针对目前研究中的不足,通过三维有限元数值模拟技术,进一步研究盾构隧道开挖面极限支护压力,获得了支护压力的三项影响系数及变化特性,并对现有楔形体极限平衡分析模型进行对比验证.

1 盾构隧道开挖面稳定性数值模拟

通过三维弹塑性有限元数值模拟,对维持盾构隧道开挖面稳定性的极限支护压力与开挖面土体变形的关系特性进行研究. 模型中隧道高度 $D=10$ m, 上覆土层厚度 C 为 10 m, 地表分布着均匀竖向荷载 $q=20$ kPa, 在开挖面上作用均布支护压力 σ_t 以维持其稳定性. 模型中左右两侧施加 x 方向位移约束, 前后两侧施加 y 方向位移约束, 底面及与衬砌接触面施加固定约束. 采用 15 节点三角形单元生成横向平面模型, 然后进一步生成三维模型, 建立的三维分析网格如图 1 所示. 图中 σ_t 为隧道开挖面支护压力. 土体重度 $\gamma=17$ kN \cdot m⁻³, 弹性模量 $E=30$ MPa, 泊松比 $\nu=0.3$. 采用基于 Mohr-Coulomb 准则的理想弹塑性本构模型进行分析, 粘聚力及内摩擦角分别为 c 、 φ .

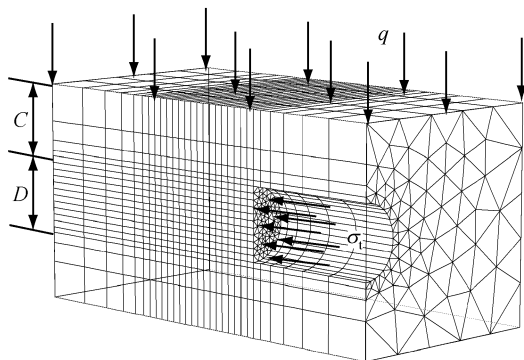


图 1 隧道开挖面稳定三维有限元分析网格

Fig. 1 The 3D finite element mesh for the stability analysis of tunnel face

当隧道前方土体挖除后,开挖面形成临空面,需

施加支护压力才能维持原有平衡. 若支护压力过小,将导致盾构隧道开挖面坍塌失稳,进行数值模拟的目的即是要获得维持开挖面稳定性的最小极限支护压力值. 建立分析模型后,首先需还原土体自重应力平衡和上覆荷载产生的初始应力场. 此时隧道开挖面的土压力即为静止土压力,静止水土压力系数可近似取 $K_0=1-\sin \varphi$, 其中 φ 为土体内摩擦角. 移除开挖的土体后,代之以均布的初始支护压力 $\sigma_0=K_0 \cdot [q+\gamma(C+D/2)]$, 将土体位移重置为零. 通过混合增量迭代法逐渐减小支护压力,从而得到支护压力与开挖面中点位移关系曲线. 在不同土体内摩擦角条件下得到的开挖面支护压力与开挖面中点位移曲线如图 2 所示.

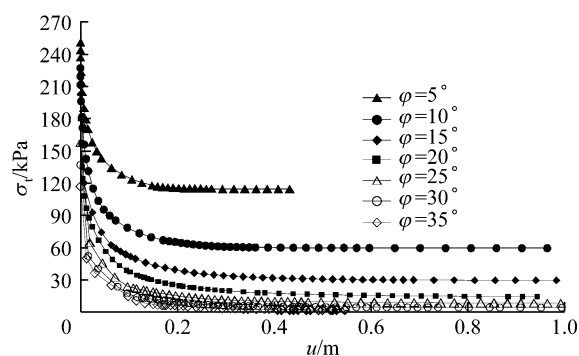
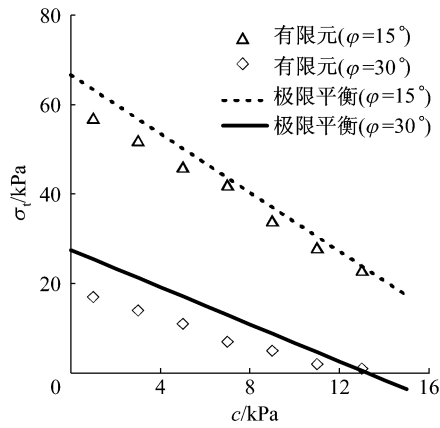


图 2 隧道开挖面支护压力与中点位移关系曲线 ($C/D=1$)

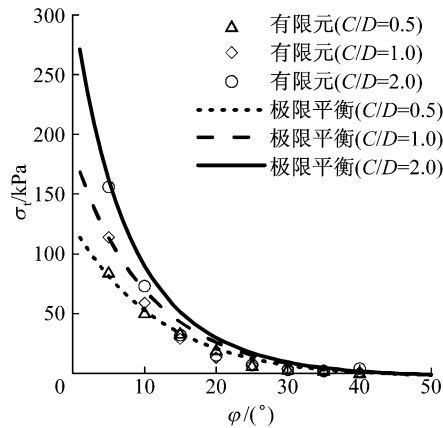
Fig. 2 Relationship of support pressure and displacement at the center of tunnel face ($C/D=1$)

从图中可看出,开挖面中点的水平位移随支护压力减小而逐渐增大,当支护压力减小到一定值时,位移增大很快,在支护压力几乎不再减小的情况下,土体变形仍迅速增长,这表明此时土体已破坏,对应的支护压力值即为极限值. 通过对比不同土体摩擦角条件下的曲线可知,隧道开挖面自身维持平衡的能力随土体摩擦角增大而增强,因而所需极限支护压力将减小.

由数值模拟得到不同隧道埋深比条件下极限支护压力与土体强度参数的关系如图 3 所示. 从图中可看出,在当隧道埋深比一定时,极限支护压力随土体粘聚力 c 和内摩擦角 φ 增大而减小. 只有在当土体内摩擦角较小时 ($\varphi < 20^\circ$), 隧道埋深比才对支护压力有明显影响; 而当 $\varphi > 20^\circ$ 时, 极限支护压力则几乎不再受隧道埋深比影响. 这是由于隧道埋深达到一定值后,土体成拱效应导致开挖面上方破坏区域不再向地表扩展引起的.



a 土体粘聚力的影响(C/D=1)



b 内摩擦角的影响(c=10 kPa)

图 3 开挖面主动破坏时的极限支护压力
Fig.3 The limit support pressure of tunnel face in active failure state

2 三维极限平衡分析模型

三维盾构隧道开挖面稳定性理论分析模型中,目前研究较多的是基于筒仓理论建立的楔形体模型^[5],该模型属于极限平衡法范畴。楔形体模型分析简图如图 4 所示,图中, B 为棱柱体宽度, C 为隧道埋深, D 为隧道直径, α 为楔形滑块倾角, G 为楔形滑块的重力, P 为极限支护压力, N 、 T 分别为滑动面上法向作用力和摩阻力, T' 为楔形滑块侧面摩阻力, σ_v 为松动土压力,通过建立开挖面前方滑块受力平衡,可建立极限支护压力的计算公式。

在分析楔形滑块力学平衡时,需计算隧道上方松动土压力 σ_v 。为与楔形体模型中楔形滑块横截面形状协调,假设开挖面滑动区上方土体松动区域为一柱体,如图 5 所示, z 为分析点深度,根据土柱单元受力平衡,可得:

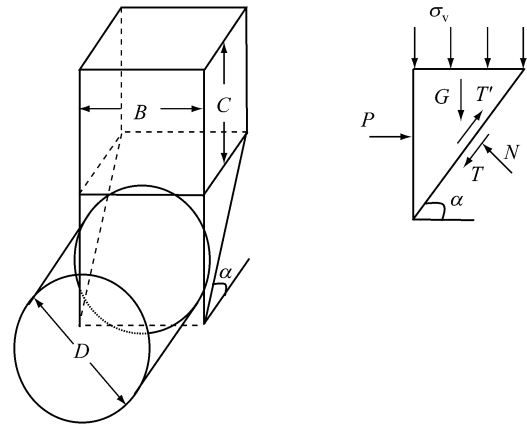


图 4 三维楔形体极限平衡模型分析简图

Fig.4 The schematic of 3D wedge limit equilibrium model

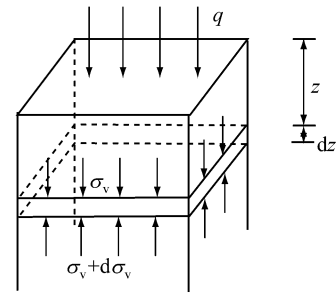


图 5 松动土压力计算简图

Fig.5 The schematic of earth pressure calculation

$$A\sigma_v + A\gamma dz = A(\sigma_v + d\sigma_v) + 2B\left(1 + \frac{1}{1 + \tan \alpha}\right)(c + K_0\sigma_v \tan \varphi) dz \quad (1)$$

式中: γ 为土体重度; $A = B^2 / \tan \alpha$ 为截面积, $B = \sqrt{\pi}D/2$, $\alpha = \pi/4 + \varphi/2$ 。

引入边界条件 $\sigma_v|_{z=0} = q$, 可得任意深度处的松动土压力为

$$\sigma_v = \frac{B\gamma - 2c(1 + \tan \alpha)}{2K_0 \tan \varphi} \left[1 - e^{-\frac{2K_0 z \tan \varphi (1 + \tan \alpha)}{B}} \right] + q e^{-\frac{2K_0 z \tan \varphi (1 + \tan \alpha)}{B}} \quad (2)$$

下面对楔形滑块进行力学平衡分析,首先根据滑块水平方向的受力平衡,可得

$$P = N \sin \alpha - T \cos \alpha - 2T' \cos \alpha \quad (3)$$

楔形滑块侧面摩阻力 T' 为

$$T' = K_0 N' \quad (4)$$

式中, $N' = \gamma z$ 为滑动面上的法向作用力。

再根据楔形滑块竖直方向的受力平衡,可得

$$P_v + G = N \cos \alpha + T \sin \alpha + 2T' \sin \alpha \quad (5)$$

式中, P_v 为楔形滑块顶部受到的松动土压力合力。

$$\begin{cases} P_v = \frac{\sigma_v B^2}{\tan \alpha} \\ G = \frac{B^3 \gamma}{2 \tan \alpha} \\ T = \frac{c B^2}{\sin \alpha} + N \tan \varphi \\ T' = \frac{B^2 [c + K_0 (\sigma_v + \frac{B\gamma}{3}) \tan \varphi]}{2 \tan \alpha} \end{cases} \quad (6)$$

联立式(2)–(6),经化简,即可得到维持开挖面稳定的极限支护压力为

$$P = \frac{\tan(\alpha - \varphi) B^2}{\tan \alpha} \left(\sigma_v + \frac{B\gamma}{2} \right) - B^2 c \left[\tan(\alpha - \varphi) + \frac{1}{\tan \alpha} \right] - \frac{B^2}{\tan \alpha} \cdot \left[c + K_0 \left(\sigma_v + \frac{B\gamma}{3} \right) \tan \varphi \right] \cdot [\cos \alpha + \sin \alpha \tan(\alpha - \varphi)] \quad (7)$$

由式(7)计算得到的支护压力与数值模拟结果的对比如图 3 所示.从图中可看出,楔形体模型得到的极限支护压力随土体粘聚力及土体内摩擦角的变化特性与有限元模拟结果接近.

3 极限支护压力三项系数分析

以上通过数值模拟和极限平衡法得到了维持开挖面稳定的最小极限支护压力及随土体粘聚力和摩擦角的变化特性,接下来进一步对支护压力的主要因素进行分析.为清晰地反映极限支护压力随各种因素的变化特性,可利用地基承载力分析中普遍应用的三项系数法,将影响极限支护压力进行分项研究.参照吕玺琳等^[11]在二维情形将极限支护压力表示为粘聚力、上覆荷载及土体重度分别乘以各自影响系数的三项叠加法,在三维条件下得到的极限支护压力表示为

$$\sigma_t = \frac{P}{B^2} = cN_c + qN_q + \gamma DN_\gamma \quad (8)$$

式中: N_c 为粘聚力影响系数; N_q 为覆荷载影响系数; N_γ 为土体重度影响系数.

将式(7)代入式(8)后,得到各影响系数为

$$N_c = \frac{\{ \tan(\alpha - \varphi) - K_0 \tan \varphi [\cos \alpha + \sin \alpha \tan(\alpha - \varphi)] \}}{K_0 \tan \alpha \tan \varphi} \cdot (1 + \tan \alpha) \left[1 - e^{-\frac{2K_0 c \tan \varphi (1 + \tan \alpha)}{B}} \right] - \frac{1}{\tan \alpha} [1 + \cos \alpha + \tan \alpha \cdot \tan(\alpha - \varphi) + \sin \alpha \tan(\alpha - \varphi)]$$

$$N_q = \left\{ 1 - K_0 \tan \varphi \left[\frac{\cos \alpha}{\tan(\alpha - \varphi)} + \sin \alpha \right] \right\} \tan(\alpha - \varphi) e^{-\frac{2K_0 c \tan \varphi (1 + \tan \alpha)}{B}} / \tan \alpha$$

$$N_\gamma = \frac{B}{D \tan \alpha} \left\{ \frac{\tan(\alpha - \varphi) [1 - e^{-\frac{2K_0 c \tan \varphi (1 + \tan \alpha)}{B}}]}{2K_0 \tan \varphi} + \frac{\tan(\alpha - \varphi)}{2} - [\cos \alpha + \sin \alpha \tan(\alpha - \beta)] \left[\frac{K_0 \tan \varphi}{3} + \frac{1 - e^{-\frac{2K_0 c \tan \varphi (1 + \tan \alpha)}{B}}}{2} \right] \right\}$$

由式(8)可知,若令粘聚力、土体重度和地表超载中任意两个参数为零,在不同隧道埋深和土体内摩擦角情况下得到的极限支护压力即得不为零参数对应的的影响系数.然而这种处理将使数值计算在收敛上存在困难.为保证结果的有效性,采用 6 组工况进行模拟,第 1,2 组取相同土体重度和地表超载,在不同土体粘聚力下得到的一系列极限支护压力结果代入方程式(8)联立解出 N_c ;第 3,4 组将土体粘聚力和地表超载取相同值,在不同土体重度下模拟得到的极限支护压力结果联立式(8)得到 N_γ ;以此类推进行第 5,6 组模拟得到 N_q .

分析模型及相关参数与第 2 节相同,由数值模拟得到土体粘聚力影响系数 N_c 结果如图 6 所示. N_c 随内摩擦角增大而增大,随隧道埋深比增大而减小.当土体内摩擦角较小时,隧道埋深比对 N_c 有明显影响,而当土体内摩擦角较大时, N_c 则几乎不受埋深比影响.从图 6 可看出,在当土体内摩擦角在 $(10^\circ, 25^\circ)$ 区间时,楔形体模型计算结果与数值模拟结果接近,当内摩擦角大于该区间时,极限平衡模型计算结果偏小,小于该区间时则偏大.土体内摩擦角越偏离该区间,两者计算结果差异越大.

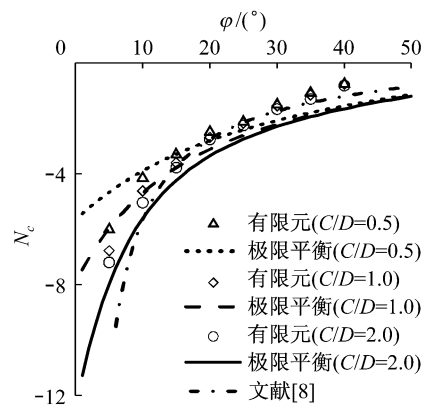


图 6 N_c 随土体内摩擦角的变化规律

Fig. 6 The relationship between N_c and friction angle

上覆荷载对极限支护压力的影响系数 N_q 分析结果如图 7 所示.从图中可看出,当隧道埋深一定时, N_q 随土体内摩擦角增大而减小,当内摩擦角达到一定值时(约为 25°), N_q 几乎为零.这是由于开挖面上方土体形成平衡拱引起的,即上覆荷载与隧道开挖面上方土体摩擦阻力构成自平衡,因此随着上覆

土层厚度增加,土体松动土压力不再受上覆荷载的影响.同时,当土体摩擦角越大,其成拱效应越明显.极限平衡理论计算结果在当隧道埋深较大时与数值模拟结果符合较好,而当埋深较小时,所得结果略偏大.

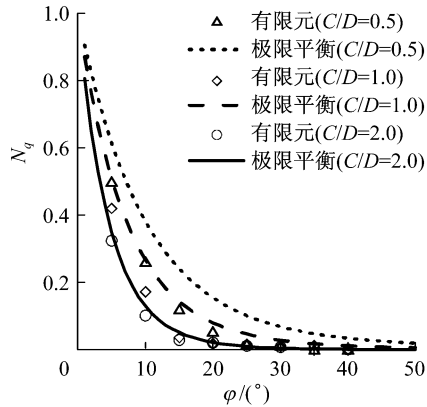


图 7 N_q 随内摩擦角的变化规律

Fig.7 The relationship between N_q and friction angle

由数值模拟及楔形体模型计算得到的土体重度影响系数 N_γ 见图 8. 通过对比可知,楔形体模型的计算结果与数值模拟得到的规律相同,数值上基本接近. 这表明楔形体模型能合理描述开挖面稳定性的主要因素,即土体重度的影响. 此外,从图中可看出, N_γ 随土体摩擦角增大而减小,且当隧道埋深比越大时,其变化越剧烈. 在当内摩擦角较小时,隧道埋深比的增加将使 N_γ 增大,但当内摩擦角大于一定值(约 30°)时, N_γ 几乎不再受隧道埋深比的影响.

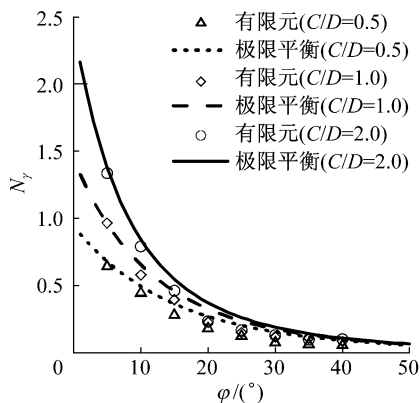


图 8 N_γ 随内摩擦角的变化规律

Fig.8 The relationship between N_γ and friction angle

4 结语

采用三维弹塑性有限元数值模拟,对盾构隧道开挖面稳定性进行了研究,获得了开挖面中点上支护压力和位移关系特性曲线,并得到了维持稳定性

的最小极限支护压力. 通过对一系列数值模拟结果得到的极限支护压力值进行分析整理,将极限支护压力表示为土体粘聚力、上覆荷载和土体重度的三项叠加,并得到了相应各影响系数随土体内摩擦角和隧道埋深比的变化特性. 通过与数值模拟结果的对比,对现有的三维楔形体极限平衡模型进行了验证. 对比结果表明,楔形体模型能合理反映土体重度影响系数随隧道埋深比及土体内摩擦角的变化特性. 在当土体内摩擦角较小时,楔形体模型预测的土体粘聚力影响系数受隧道埋深影响较大,但这种影响随土体内摩擦角的增加逐渐减小,直至几乎不受影响. 只有当隧道埋深比大时,楔形体模型才能合理反映地表超载的影响,当隧道埋深较小时,楔形体模型计算结果偏差较大.

参考文献:

- [1] Kanayasu S, Kubota I, Shikibu N. Stability of face during shield tunneling—a survey of Japanese shield tunneling[C]// Underground Construction in Soft Ground. Rotterdam: Balkema Press, 1995: 319–322.
- [2] Lu X L, Huang M S, Wang H R. Face stability analysis of plane strain tunnel in limit theorem[C]// Proceeding of the 4th Sino-Japan Geotechnical Symposium on Recent Developments of Geotechnical Engineering. Okinawa: JGS, 2010: 188–193.
- [3] Jancsecz S, Steiner W. Face support for a large mix-shield in heterogeneous ground conditions[C]// Symposium Tunnelling '94. London: Chapman and Hall Limited, 1994: 531–550.
- [4] Anagnostou G, Kovári K. Face stability conditions with earth-pressure-balanced shields [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 1996, 11(2): 165.
- [5] Leca E, Dormieux L. Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material [J]. Géotechnique, 1990, 40(4): 581.
- [6] Mollon G, Dias D, Soubra A-H. Face stability analysis of circular tunnels driven by a pressurized shield[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 2010, 136(1): 215.
- [7] Vermeer P A, Ruse N, Marcher T. Tunnel heading stability in drained ground[J]. Felsbau, 2002, 20(8): 8.
- [8] 朱伟, 秦建设, 卢廷浩. 砂土中盾构开挖面变形与破坏数值模拟研究[J]. 岩土工程学报, 2005, 27(8): 897. ZHU Wei, QIN Jianshe, LU Tinghao. Numerical study on face movement and collapse around shield tunnels in sand [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2005, 27(8): 897.
- [9] LI Y, Emeriault F, Kastner R, et al. Stability analysis of large slurry shield-driven tunnel in soft clay [J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2009, 24 (4): 472.
- [10] 吕玺琳, 王浩然, 黄茂松. 盾构隧道开挖面稳定性极限理论分析[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(1): 57. LÜ Xilin, WANG Haoran, HUNAG Maosong. Study on the face stability of shield tunnel in limit theory[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2011, 33(1):57.