

高水压条件下盾构隧道开挖面极限上限法研究

郑永来¹, 冯利坡², 邓树新¹, 段晨雪¹

(1. 同济大学 水利工程系, 上海 200092; 2. 同济大学 地下建筑与工程系, 上海 200092)

摘要: 基于极限分析上限法, 首次推导了高水压下维持均质土隧道开挖面稳定的最小支护压力解析解公式, 并利用土层厚度加权平均法, 对多层土体参数和水压力进行了简化分析, 从而可将上述解析解公式应用于多层土越江隧道开挖面稳定性评价中, 可为越江盾构隧道推进工程中估计前方支护压力的参考。最后, 结合上海长江隧道和南京长江隧道实例, 利用推导的解析解公式对越江隧道开挖面极限支护压力进行了计算, 并将计算结果与前人研究和工程实际进行了对比分析。

关键词: 越江隧道; 开挖面稳定; 极限上限分析法; 极限支护压力; 加权平均法

中图分类号: TU921

文献标志码: A

Study on Upper-bound Limit Method of Face Stability of Shield Tunnel with High-water Pressure

ZHENG Yonglai¹, FENG Lipu², DENG Shuxin¹, DUAN Chensue¹

(1. Department of Hydraulic Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: Based on the upper-bound limit method, theoretical formula of the minimum support pressure to maintain the face stability of the homogeneous soil tunnel on high-water level condition was deduced for the first time. With the soil thickness-weighted average method, the multi-layered soil parameters and the water pressure were simplified and analyzed. The above theoretical formula was applied to evaluating the face stability of the multi-layered soil cross-river tunnel and the support pressure of the cross-river tunnel project. By taking Shanghai Yangtze River Tunnel and the Nanjing Yangtze River Tunnel for example, limit support pressures of face were calculated by the theoretical formula, and the calculated results achieved a good agreement with the

previous studies and engineering practice.

Key words: cross-river tunnel; face stability; upper-bound limit method; limit support pressure; weighted average method

越江隧道工程中的水压问题是透水地层盾构施工中普遍存在的重要问题, 土体中的水压力对开挖面的稳定有着很大的影响, 特别是随着大直径、大埋深、高水压隧道的建设, 如上海长江越江隧道和南京长江越江隧道, 这些问题显得更加突出, 因此结合土体实际考虑开挖面水土共同作用将更符合工程实际^[1]。

盾构隧道开挖面稳定研究的关键在于支护压力的确定, 支护压力过小将导致开挖面土体坍塌, 支护压力过大则将导致开挖面土体隆起破坏^[2]。当前对于支护压力的研究较少, 其中主要的研究如 Davis 等^[3]提出应用塑性极限上限分析方法, 研究坍塌与隆起不同情况下的无粘性土隧道开挖面破坏机理与极限支护压力大小。Leca 等^[4]在 Davis 研究基础上修改滑移面形状由一个或两个截锥形组成, 运用塑性极限分析上、下边界理论, 确定了莫尔-库仑材料的盾构隧道开挖面稳定的极限支护压力。

Subrin 等^[5]通过假定开挖面破坏区域为对数螺旋曲面, 利用极限分析法研究了开挖面最小支护压力。Soubra^[6]将组成破坏区域的圆锥截面扩展为 n 个, 使得破坏面更加连续。Lee 等^[7]在文献^[4]的圆锥模型基础上, 考虑开挖面地下水流入产生的渗流力影响, 假定渗流力水平向分量影响开挖面的稳定, 从而确定隧道开挖面极限支护力。Mollon 等^[8]采用空间离散技术, 得到的破坏区在开挖面处为圆形截面, 解决了圆锥模型开挖面为椭圆截面的问题, 这与其数值计算中的破坏模式较为一致。吕玺琳等^[9]将破坏

收稿日期: 2012-07-17

基金项目: 国家自然科学基金重大研究计划面上项目(90815008); 国家人民防空办公室项目(0290235002)

第一作者: 郑永来(1964—), 男, 教授, 博士生导师, 主要研究方向为地下结构、水利岩土工程等。E-mail: zyll@tongji.edu.cn

通讯作者: 冯利坡(1982—), 男, 博士生, 主要研究方向为盾构隧道开挖面稳定等。E-mail: flpa607@163.com

面简化为二维平面,滑动面采用三块体的机构,推导了无水状态下的隧道开挖面极限支护压力计算公式。

上述这些分析方法为隧道开挖面稳定分析提供了良好的工具,但涉及到的公式比较复杂,特别是没有考虑高水压情况下的越江盾构隧道开挖面稳定性分析问题。本文首次采用极限分析上限法来推导了高水压条件下,大埋深越江盾构开挖面所需施加的极限支护压力的解析解,并以上海长江隧道和南京长江隧道等越江隧道为实例,结合本文方法进行分析研究。

1 越江隧道开挖面稳定极限上限分析

1.1 支护压力极限上限分析

越江隧道开挖的稳定问题一般是,考虑隧道开挖面至少需要施加多大的支护压力才能保持开挖面稳定。盾构隧道开挖面多为圆形,严格地说需在三维情况下分析。但由于三维分析的复杂性,为便于工程应用,往往将其转化为二维情形进行分析。

本文结合 Leca 等^[4]和吕玺琳等^[9]的破坏机构模式,建立了极限分析上限法的破坏模型,如图1所示。图中, D 为盾构隧道直径, H 为盾构隧道上部破坏高度, C 为盾构埋深, H_w 为江水深度, r_0 为对数螺旋线的起始半径, v_I, v_{II}, v_{III} 分别为块体 I, II, III 的速度。该模型由两个三角形刚性块体和一个塑性剪切区组成,块体 I 为顶角为 2φ (φ 为土体的内摩擦角) 的等腰三角形 OAB , 其为竖直平动机构; 块体 II 为以对数螺旋线 BB' 围成的剪切区 OBB' , 点 O 为对数螺旋线的中心点, 点 B 和点 B' 分别为对数螺旋线的起点和终点, 其为绕点 O 的旋转机构; 块体 III 为等腰三角形 $OA'B'$ (其底角为 $(\pi/4 - \varphi/2)$), 其速度方向与水平

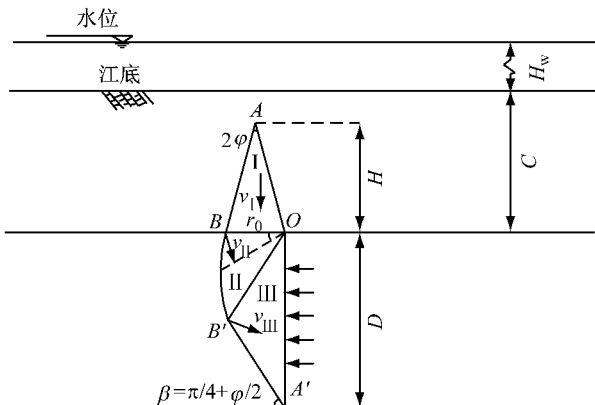


图1 极限分析上限法的破坏模型(塌陷)

Fig.1 Failure mechanism of tunnel face(collapse)

面成角度 $(\pi/4 - \varphi/2)$ 的平动机构。

块体 II 的对数螺旋线方程为

$$r = r_0 \exp(\theta \tan \varphi)$$

$$v = v_0 \exp(\theta \tan \varphi)$$

式中, r_0 为对数螺旋的起始半径(OB); v_0 为起始速度; r 为对应角度 θ 处的半径, v 为沿螺旋线的速度。

由图1中的几何关系,可推导出:

$r_0 = D/2R \sin \beta$, 其中, $R = \exp(\beta \tan \varphi)$, $\beta = \pi/4 + \varphi/2$ 。则有:

$$\frac{H}{D} = \frac{1}{4R \tan \varphi \sin \beta} \quad (1)$$

1.1.1 外荷载所做的总功率

按照关联流动法则,滑动面相对速度方向与速度间断面夹角应为土体内摩擦角 φ ,各滑块相应速度场如图1所示。设块体 I 有竖直向下的速度 v_I ,于是块体 I 重力所做的功率为

$$P_I = G_I v_I \quad (2)$$

式中, G_I 为块体 I 的重力。

$$G_I = \frac{r_0}{2} H \gamma \quad (3)$$

式中, γ 为土体的重度

将式(3)代入式(2)中,可得:

$$P_I = \frac{r_0}{2} H \gamma v_I \quad (4)$$

剪切区 II 为一对数螺旋区,其微元土体重力所做的功率为^[10]

$$dP_{II} = \frac{2}{3} dG_{II} v_{II} \cos \theta \quad (5)$$

式中: dG_{II} 为微元土体重力。

$$dG_{II} = \frac{\gamma}{2} r_0 \exp(2\theta \tan \varphi) d\theta \quad (6)$$

$$v_{II} = v_I \exp(\theta \tan \varphi) \quad (7)$$

将式(6)和(7)代入式(5)中可得:

$$dP_{II} = \frac{\gamma}{3} r_0 v_I \exp(3\theta \tan \varphi) \cos \theta d\theta \quad (8)$$

对式(8)进行积分,得到剪切区 II 重力所做功率为

$$P_{II} = \int_0^\beta dP_{II} = \frac{\gamma}{3} r_0 v_I f \quad (9)$$

式中:

$$f = \frac{1}{1+9\tan^2 \varphi} [(\sin \beta + 3\tan \varphi \cos \beta) R^3 - 3\tan \varphi]$$

块体 III 重力所做的功率为

$$P_{III} = G_{III} v_{III} \cos \beta \quad (10)$$

式中, G_{III} 为块体 III 的重力。

$$G_{III} = \frac{\gamma}{4} D^2 \cot \beta \quad (11)$$

将式(11)代入式(10)中可得:

$$P_{\text{III}} = \frac{\gamma}{4} D^2 \cot \beta \cdot v_{\text{I}} R \cos \beta \quad (12)$$

水压力所做的功率为

$$P_{\text{w}} = F_{\text{w}} v_{\text{III}} \sin \beta \quad (13)$$

式中, F_{w} 为开挖面水压力的值。

$$F_{\text{w}} = \gamma_{\text{w}} (H_{\text{w}} + \xi h_{\text{w}}) D \quad (14)$$

式中: γ_{w} 为水的重度; h_{w} 为江底土层至隧道中心线的距离; ξ 为土体水压力比率。参照文献[11], 考虑土的渗透性, 当为纯黏土时, $\xi=0$, 当为砂土时, $\xi=1$; 介于两者之间的土层如黏质粉土和粉质黏土等, ξ 介于 0~1 之间。

$$v_{\text{III}} = v_{\text{I}} \exp(\beta \tan \varphi) = v_{\text{I}} R \quad (15)$$

将式(14)和(15)代入式(13)中, 可得:

$$P_{\text{w}} = \gamma_{\text{w}} (H_{\text{w}} + \xi h_{\text{w}}) D v_{\text{I}} R \sin \beta \quad (16)$$

支护压力所做的功率为

$$P_{\text{T}} = \sigma_{\text{T}} D v_{\text{I}} R \sin \beta \quad (17)$$

式中, σ_{T} 为隧道开挖面中心点支护压力。

1.1.2 系统能量耗散功率

块体 I 在 AO 和 AB 间断面上耗散的功率为

$$E_{\text{I}} = 2Hc v_{\text{I}} \quad (18)$$

式中, c 为土的粘聚力。

块体 III 在 A'B' 间断面上耗散的功率为

$$E_{\text{III}} = \frac{DR \cos \varphi}{2 \sin \beta} c v_{\text{I}} \quad (19)$$

剪切区 II 内的能量耗损率 E_{II} 与在 BB' 间断面上耗损的功率 $E_{\text{BB}'}$ 相同^[10], 其为

$$E_{\text{II}} = E_{\text{BB}'} = \frac{r_0}{2} c v_{\text{I}} \cot \varphi [R^2 - 1] \quad (20)$$

1.1.3 上限解的确定

根据上限定律^[10]有:

$$P_{\text{I}} + P_{\text{II}} + P_{\text{III}} + P_{\text{w}} - P_{\text{T}} = E_{\text{I}} + E_{\text{II}} + E_{\text{III}} + E_{\text{BB}'} \quad (21)$$

将式(4), (9), (12), (16)~(20)代入式(21), 可解得隧道开挖面极限支护压力为

$$\sigma_{\text{T}} = c N_{\text{c}} + \gamma N_{\gamma} + \gamma_{\text{w}} N_{\text{e}} \quad (22)$$

式中:

$$N_{\text{c}} = \frac{-1}{DR \sin \beta} \left[2H + \frac{DR \cos \varphi}{2 \sin \beta} + r_0 \cot \varphi \cdot (R^2 - 1) \right]$$

$$N_{\gamma} = \frac{1}{DR \sin \beta} \left[\frac{r_0 H}{2} + \frac{r_0 f}{3} + \frac{D^2}{4} R \cot \beta \cos \beta \right]$$

$$N_{\text{e}} = H_{\text{w}} + \xi h_{\text{w}}$$

1.2 多层土的简化

1.2.1 多层土土体参数的简化

上面推导的公式, 都是以均质土为假设前提的。但在实际工程中, 更多的是多层土的组合, 下面将讨

论之。

Hanna 加权平均法公式在计算多层土的地基承载力时, 采用了取有效深度范围内不同土层的厚度或面积的加权平均强度后, 直接用均质土的汉森公式计算其地基极限承载力^[12]。本文借用该方法, 拟采用破坏土层高度范围内土体参数厚度加权平均值来解决这个问题。要计算厚度加权平均值, 必先要知道破坏土层高度的问题, 根据图 1 及式(1), 可知破坏土层总高度 \bar{H} 为

$$\bar{H} = \left(\frac{1}{4R \tan \bar{\varphi} \sin \beta} + 1 \right) D \quad (23)$$

其中, 破坏土层高度 \bar{H} 范围内的内摩擦角加权平均值 $\bar{\varphi}$ 为

$$\bar{\varphi} = \frac{\sum_{i=1}^n \varphi_i h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \quad (24)$$

式中, $\sum_{i=1}^n h_i = \bar{H}$

$\bar{\varphi}$ 值的计算需要高度 \bar{H} , 才可通过式(24)计算, 而 \bar{H} 值的确定又需 $\bar{\varphi}$ 值; 此时面临着 \bar{H} 和 $\bar{\varphi}$ 都不确定的情况, 故需采用迭代计算。

在确定 \bar{H} 和 $\bar{\varphi}$ 值之后, 利用厚度加权平均值法计算 \bar{H} 范围内土体的 $\bar{\gamma}$ 和 \bar{c} , 如下:

$$\bar{\gamma} = \frac{\sum_{i=1}^n \gamma_i h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \quad (25a)$$

$$\bar{c} = \frac{\sum_{i=1}^n c_i h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \quad (25b)$$

1.2.2 多层土水压力大小的计算

隧道中心点处所受的孔隙水压力 σ_{e} 为

$$\sigma_{\text{e}} = \gamma_{\text{w}} (H_{\text{w}} + \sum_{i=1}^n h_{\text{wi}} \xi_i) \quad (26)$$

式中, $\sum_{i=1}^n h_{\text{wi}}$ 为江底土层至隧道中心点处的距离。

盾构隧道开挖面所受水压力 F_{w} 为

$$F_{\text{w}} = \sigma_{\text{e}} D = \gamma_{\text{w}} (H_{\text{w}} + \sum_{i=1}^n h_{\text{wi}} \xi_i) D.$$

1.2.3 多层土极限支护压力的计算

将上述利用厚度加权平均法计算的 $\bar{\varphi}$ 、 \bar{c} 、 $\bar{\gamma}$ 和 \bar{N}_{e} ($\bar{N}_{\text{e}} = \sum_{i=1}^n h_{\text{wi}} \xi_i$), 分别替代 φ 、 c 、 γ 和 N_{e} 代入式(22)中, 即可得多层土下的隧道开挖面极限支护压力:

$$\bar{\sigma}_{\text{T}} = \bar{\gamma} \bar{N}_{\gamma} + \bar{c} \bar{N}_{\text{c}} + \gamma_{\text{w}} \bar{N}_{\text{e}} \quad (27)$$

其中, \bar{N}_{c} 、 \bar{N}_{γ} 是将 $\bar{\varphi}$ 替代 φ 所得。

2 工程验证及应用实例

2.1 上海长江越江隧道开挖面分析

上海长江越江隧道工程总长 25.50 km, 连接浦东和长兴岛, 直径 D 为 15.43 m, 为世界第一超大直径, 具有穿越复合土层, 高水压作用等难点。图 2 为比较危险的断面之一, 以其为例来进行分析, 其中 $C/D=0.76$ (上覆土层 C 为 11.69 m), 隧道中心点埋深为 19.40 m, 长江水位高为 18.29 m, 隧道中心点水位埋深为 37.69 m。该断面处土层的物理力学性质参数见表 1。

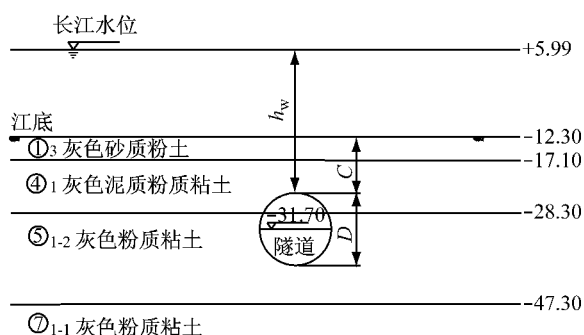


图 2 上海长江隧道剖面图(单位:m)

Fig.2 Geological conditions of Shanghai Yangtze River Tunnel(unit:m)

表 1 上海长江隧道土层物理力学参数^[13]

Tab.1 Physico-mechanical properties of soil near Shanghai Yangtze River Tunnel

土层	土的类别	土层厚度/m	重度 $\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	粘聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(^{\circ})$	ξ
③	灰色砂质粉土	4.8	18.89	7	31.7	0.9
④₁	灰色泥质粉质粘土	11.2	17.04	14	18.1	0.4
⑤₁₋₂	灰色粉质粘土	19.0	18.35	22	21.1	0.4
⑦₁₋₂	灰色粉质粘土		19.05	9	27.9	0.3

根据前述 1.1 节建立的假想破坏机构图 1, 计算断面处可能涉及到的破坏土层为③、④₁、⑤₁₋₂, 再根据 1.2 中有关多层土简化方法, 迭代计算可以得到开挖面以上破坏机构的高度为 8.68 m, 则总的破坏土层厚度为 24.11 m, 对该厚度范围内的土体物理力学参数和强度参数, 据 1.2 节的厚度加权平均法计算其平均值分别为: $\bar{\varphi}=20.6^{\circ}$, $\bar{\gamma}=17.78 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$, $c=17.17 \text{ kPa}$ 。

再根据 1.2.2 节关于多层土中水压力的处理方法, 利用公式(26)可得: 孔隙水压力 $\sigma_e=284.5 \text{ kPa}$ 。

再利用式(27)计算可得开挖面极限支护压力, 见表 2。

表 2 上海长江隧道开挖面中心点极限支护压力值

Tab.2 Comparison of limit support pressure at the centre level of Shanghai Yangtze River Tunnel

计算方法	极限支护压力值/kPa
本文解析方法计算值	319.0
上限分析多块体理论 ^[13]	358.5
数值模拟方法 ^[13]	370.9

从表 2 可知道根据本文推导的公式计算的高水压下上海长江越江隧道的极限支护压力为 319.0 kPa, 与文献[13]中通过上限分析多块体理论计算的极限支护压力 358.5 kPa 和通过数值模拟计算值 370.90 kPa 相对比, 相差在 16.3% 以内。

按照上海地区规范越江盾构隧道泥水仓压力算法, 上海长江隧道泥水仓压力为 415.5 kPa, 此时隧

道开挖面的稳定安全系数为: $F_s=415.5/319.0=1.30$ 。

在安全系数为 1.30 的情况下, 可以保证隧道工程的安全施工。需要说明的是: 由于目前有关盾构隧道开挖面极限支护压力研究的不完善, 故在实际工程中, 大都采用了较为保守的工程支护压力来确保施工安全, 而利用本文方法计算的极限支护压力较上限分析多块体理论计算值和数值模拟方法计算值都小, 但是哪一种计算结果更接近真实的极限支护压力, 这需要在后续最好可以采用试验的方法来进行验证本文的结论, 从而可以在实际工程中施加更为合适的支护压力, 以利于降低工程的费用和加快工程施工速度。

2.2 南京长江越江隧道开挖面稳定分析

南京长江隧道盾构段总长约 2.99 km, 泥水盾构直径达 14.93 m。本研究取盾构穿越长江大堤这一断面, 作为工程应用对象进行分析, 该断面位于 150 m 处, 为完全通过长江大坝位置。

在该断面处, 长江水位较低为 3 m, 各土层高度及物理力学参数见表 3。其中隧道中心点埋深为 20.47 m, 土层埋深 C 为 13 m, 隧道中心点水位埋深为 23.47 m。根据工程单位提供的断面上开挖面泥水压力的设定值及提供的隧道纵向剖视图中水文地质条件, 计算得到工程施工时, 计算断面拟采用的开挖面泥水压力计算值为 288.00 kPa^[14]。

表3 南京长江隧道土体物理力学参数^[14]

Tab.3 Physico-mechanical properties of soil near Nanjing Yangtze River Tunnel

土层	土层厚度/m	重度 $\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	粘聚力 c/kPa	内摩擦角 $\varphi/(^{\circ})$	ξ
②-3 粘土	1.8	17.4	18	13.2	0.1
④ 淤泥质粉质粘土	11.2	17.4	18	15.3	0.4
⑥ 淤泥质粉质粘土夹粉土	5.3	17.4	18	17.0	0.7
⑦-2 粉土(至隧道底部)	4.7	17.6	16	18.0	0.8

根据前述 1.2 节建立的假想破坏机构(图 1),计算断面处可能涉及到的破坏土层为②-3、④、⑥、⑦-2,再根据 1.2 中有关多层土简化方法,迭代计算可以得到开挖面以上破坏机构的高度为 8.68 m,则总的破坏土层厚度为 27.33 m,对该厚度范围内的土体物理力学参数和强度参数,据 1.2 节的厚度加权平均法计算其平均值分别为: $\bar{\varphi}=16.1^{\circ}$, $\gamma=17.4 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$, $c=17.7 \text{ kPa}$.

再根据 1.2.2 节关于多层土中水压力的处理方法,利用式(26)可得:孔隙水压力 $\sigma_e=113.9 \text{ kPa}$.

接着利用式(27)计算可得开挖面极限支护压力.工程实例施工时施加的支护力为 288.0 kPa,而根据本文推导的公式计算的高水压下南京长江越江隧道的极限支护压力为 161.3 kPa,这较工程实际施加的支护压力要低 118.7 kPa,此时隧道开挖面的稳定安全系数为: $F_s=288.0/161.3=1.79$.此时,可以保证隧道工程的安全施工.也需要说明的是:利用本文方法计算的极限支护压力远小于南京长江隧道实际施工支护压力,这是由于目前隧道开挖面极限支护压力研究的不足,在实际工程中,大都采用了较为保守的工程支护压力来确保施工安全.

2.3 高水压对隧道支护压力的影响分析

以上两个实例中的水压力所产生的支护力及其比例见表 4.

表4 水压力所产生的支护压力及其比例

Tab.4 Support pressure generated by water pressure and its ratio

隧道名称	极限支护压力/kPa	水压力所产生的支护力/kPa	水压力产生的支护力所占比例/%
上海长江隧道	319.0	284.5	89.2
南京长江隧道	161.3	113.9	70.6

由表 4 可见,由高水位引起的水压力构成了总体支护压力的主要部分;在水压力产生的支护力所占比例这一项,上海长江隧道为 89.2%,大于南京长江隧道的 70.6%,这与上海长江隧道长江水位为 18.29 m,而南京长江隧道则是考虑过长江大堤时的情况,其江水位较低为 3 m 等情况有关.这也说明了水位越高,水压力所占支护力之比就越高.

3 结 论

(1) 通过极限分析上限法,对高水压下均质土隧道开挖面稳定性计算方法进行了研究,首次推导了高水压下维持开挖面稳定的极限支护压力的解析解公式,可为越江盾构隧道推进工程中前方支护压力的确定提供计算方法.同时,该公式表明高水压下的隧道开挖面极限支护压力等于作用于开挖面的有效支护压力和水压力之和.

(2) 通过上海长江隧道和南京长江隧道实例计算,其与前人的有关结果和工程实践进行了对比和分析,对比结果表明本文方法可为越江盾构隧道推进工程中估计前方支护压力的参考.

(3) 通过对比发现,上海长江隧道和南京长江隧道极限支护压力中,水压力产生的支护力所占比例这一项,表明水位越高,水压力所占支护力之比就越高.

参考文献:

- [1] 黄正荣,朱伟,梁精华,等.盾构法隧道开挖面支护压力研究[J].土木工程学报,2006,39(10):112.
HUANG Zhengrong, ZHU Wei, LIANG Jinghua, et al. A study on the limit support pressure at excavation face of shield tunneling [J]. China Civil Engineering Journal, 2006, 39 (10):112.
- [2] 秦建设.盾构施工开挖面变形与破坏机理研究[D].南京:河海大学土木工程学院,2005.
QIN Jianshe. Study on face deformation and collapse of earth pressure shield tunnel [D]. Nanjing: College of Civil Engineering of Hohai University, 2005.
- [3] Davis E H, Gunn M J, Mair R J, et al. The stability of shallow tunnels and underground openings in cohesive material[J]. Geotechnique, 1980,30(4): 397.
- [4] Leca E, Dormieux L. Upper and lower bound solutions for the face stability of shallow circular tunnels in frictional material [J]. Geotechnique, 1990, 40(4): 581.
- [5] Subrin D, Wong H. Tunnel face stability in frictional material: a new 3D failure mechanism[J]. Comptes Rendus Mecanique, 2002,330(7):513.
- [6] Soubra A H. Kinematical approach to the face stability analysis of shallow circular tunnels[C]//Proceedings of the Eighth

- International Symposium on Plasticity. British Columbia, [s. n.], 2002; 443-445.
- [7] Lee I M, Nam S W, Alm J H. Effect of seepage forces on tunnel face stability[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2002, 40(2):342.
- [8] 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.
- [9] 吕玺琳,王浩然,黄茂松. 盾构隧道开挖面稳定极限理论分析[J]. 岩土工程学报, 2011, 33(1):57.
Lǚ 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.
- [10] CHEN W F. Limit analysis and soil mechanics[M]. New York: Elsevier Scientific Publishing Company, 1975.
- [11] 王洪新. 水土压力分算与合算的统一算法[J]. 岩石力学与工程学报, 2011, 30(5):1057.
WANG Hongxin. Unified method of separate and combined calculation of water and earth pressures[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2011, 30(5):1057.
- [12] Hanna A M. Bearing capacity of footings under vertical and inclined loads on layered soils [D]. Halifax: Engineering Department of Nova Scotia Technical College, 1978.
- [13] Li Y, Emeriault F, Kastener R, et al. Stability analysis of large slurry shield driven tunnel in soft clay[J]. Tunnelling and Underground Space Technology, 2009, 24:472.
- [14] 沈建奇. 盾构掘进过程数值模拟方法研究及应用[D]. 上海: 上海交通大学机械与动力工程学院, 2009.
SHEN Jianqi. Research and application on numerical simulation method for shield tunneling[D]. Shanghai: School of Mechanical Engineering of Shanghai Jiaotong University, 2009.

~~~~~

(上接第 1144 页)

- [3] Papalou A, Masri S F. Response of impact dampers with granular materials under random excitation [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1996, 25(3): 253.
- [4] Friend R D, Kinra V K. Particle impacting damping [J]. Journal of Sound and Vibration, 2000, 233(1): 93.
- [5] 胡漂,黄其柏,许智生. 颗粒阻尼的回归分析研究[J]. 中国机械工程, 2008, 19(23): 2834.  
HU Li, HUANG Qibai, XU Zhisheng. Regression analysis of particle damping [J]. Chinese Mechanical Engineering, 2008, 19(23): 2834.
- [6] 蒋华,陈前. 恢复力曲面法在颗粒阻尼器研究中的应用[J]. 振动、测试与诊断, 2007, 27(3): 228.  
JIANG Hua, CHEN Qian. Application of resoting force superface method to particle damping research [J]. Journal of Vibration, Measurement & Diagnosis, 2007, 27(3): 228.
- [7] 刘雁梅,黄协清,陈天宁. 非阻塞性颗粒阻尼加筋板振动功率流的研究[J]. 西安交通大学学报, 2001, 35(1): 61.  
LIU Yanmei, HUANG Xieqing, CHEN Tianning. Study on power flow of a stiffened plate with non-obstructive particle damping [J]. Journal of Xi'an Jiaotong University, 2001, 35(1): 61.
- [8] Cundall P A, Strack O. A distinct element model for granular assemblies [J]. Geotechnique, 1979, 29: 47.
- [9] Masri S F, Ibrahim A M. Stochastic excitation of a simple system with impact damper [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 1973, 1(4): 337.
- [10] Tavarez F A. Discrete element method for modeling solid and particulate materials [D]. Madison: Engineering Mechanics of University of Wisconsin-Madison, 2005.
- [11] Jensen R P, Bosscher P J, Plesha M E. DEM simulation of granular media-structure interface: effects of surface roughness and particle shape [J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 1999 (23): 531.
- [12] Munjiza A, Andrews K R F. NBS contact detection algorithm for bodies of similar size [J]. International Journal for Numerical Methods in Engineering, 1998, 43: 131.
- [13] Wong C X, Daniel M C, Rongong J A. Energy dissipation prediction of particle dampers [J]. Journal of Sound and Vibration, 2009, 319(1/2): 91.
- [14] 葛藤,贾智宏,周克栋. 钢球和刚性平面弹塑性正碰撞恢复系数研究[J]. 工程力学, 2008, 25(6): 209.  
GE Teng, JIA Zhihong, ZHOU Kedong. Research on elastoplastic normal impact of steel spheres against a rigid plane [J]. Engineering Mechanics, 2008, 25(6): 209.
- [15] Xia Z W, Liu X D, Shan Y C, et al. Coupling simulation algorithm of discrete element method and finite element method for particle damper [J]. Journal of Low Frequency Noise, Vibration and Active Control, 2009, 28(3): 197.