

DOI: 10.16285/j.rsm.2022.1038

基于浆液浮力试验的盾尾管片纵向上浮特征研究

钟小春¹, 黄思远¹, 槐荣国², 朱 诚³, 胡一康², 陈旭泉²

(1. 河海大学 土木与交通学院, 江苏 南京 210098; 2. 中国中铁五局集团有限公司, 湖南 长沙 410117;
3. 中交第二公路勘察设计研究院有限公司, 湖北 武汉 430058)

摘 要: 针对围岩地层中盾尾管片易发生大上浮的问题, 基于自主研发的浆液浮力测试系统, 得到浆液浮力的非线性变化规律, 并基于等效连续梁理论建立能综合考虑浆液时变性、浆液上浮力的非线性分布特征、施工步累加效应的精细化盾尾管片纵向上浮模型, 最后结合广州某地综合管廊盾构施工上浮实测结果, 验证了该模型的可靠性。研究结果表明: 随着浆液所受压差与所处地层渗透性的增大, 浆液浮力消散速度呈现增大趋势, 盾尾管片上浮量呈现减小趋势; 盾构在强风化含砾砂岩地层中掘进时, 上浮特征曲线满足先增大后减小, 最后趋于稳定的规律, 并且在 20 kPa 压差作用下, 最大上浮量达 151.74 mm, 该位置距离盾尾 39.2 m, 最后在距离盾尾 70 m 附近上浮达到稳定, 此时上浮量为 145.2 mm; 建立的盾尾管片纵向上浮模型进一步地揭示了浆液固结规律对其上浮特征的影响机制, 与实测结果基本一致。该研究成果可用于盾尾管片上浮变形预测, 为相似工程提供设计理论基础。

关 键 词: 盾构隧道; 管片上浮; 弹性地基梁; 同步注浆; 基床系数

中图分类号: U455

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2023) 06-1615-10

Longitudinal uplift characteristics of segments of shield tunnels based on buoyancy of grouting

ZHONG Xiao-chun¹, HUANG Si-yuan¹, HUAI Rong-guo², ZHU Cheng³, HU Yi-kang², CHEN Xu-quan²

(1. College of Civil and Transportation Engineering, Hohai University, Nanjing, Jiangsu 210098, China; 2. China Railway No.5 Engineering Group Co., Ltd., Changsha, Hunan 410117, China; 3. CCCC Second Highway Consultants Co., Ltd., Wuhan, Hubei 430058, China)

Abstract: This study aims to investigate the problem that segment of shield tail is easy to float up in surrounding rock formation. Based on the self-developed gravity testing system of grouting, the nonlinear variation law of grouting buoyancy is obtained, and based on the equivalent continuous beam theory, a refined longitudinal uplift model of shield tail segment is established. The model can comprehensively consider the time-varying of grouting, the nonlinear distribution characteristics of grouting buoyancy and the cumulative effect of construction steps. The reliability of the model is verified by using the actual floating test results of shield construction in an underground pipe gallery in Guangzhou. The results show that with the increase of the pressure difference of the grouting and the permeability of the strata, the dissipation speed of the grouting buoyancy presents an increasing trend, and the uplift values of shield tail segment exhibits a decreasing trend. When the shield tunnels are in strongly weathered pebbly sandstone formation, the uplift characteristic curve follows the law of first increasing and then decreasing, and finally floating stably. Under an action of 20 kPa differential pressure, the maximum uplift value of segment is 151.74 mm, the value of which is 39.2 m away from the shield tail, and finally floating stably near 70 m away from the shield tail. At this time, the uplift value is 145.2 mm. The longitudinal model of segment upward movement further reveals the influence mechanism of grouting consolidation law on its uplift characteristics. The model has good reliability compared with the measured results. The results can be used to predict the uplift deformation of segment induced by grouting buoyancy and provide a theoretical basis for similar projects.

Keywords: shield tunnel; segment uplift; elastic foundation beam; synchronous grouting; foundation coefficient

1 引 言

21 世纪以来, 盾构法在我国应用越来越广泛,

尤其在跨江隧道和城市地铁建设中^[1]。但是, 随之而来的施工期盾尾管片上浮问题也愈来愈普遍而突出, 在某些围岩地层中, 管片上浮量普遍超出 100 mm

收稿日期: 2022-07-05

录用日期: 2022-09-15

基金项目: 国家自然科学基金 (No.52178387, No.51678217)。

This work was supported by the National Natural Science Foundation of China(52178387, 51678217).

第一作者简介: 钟小春, 男, 1976 年生, 博士, 副教授, 主要从事盾构施工技术方面的研究。E-mail: xchzhong@hhu.edu.cn

的界限值^[2-4]。伴随着管片超限上浮量的还有大错台、大张开、开裂等严重影响管片拼装质量的问题,极大削弱了接缝防水能力,对隧道运营期安全带来了隐患。

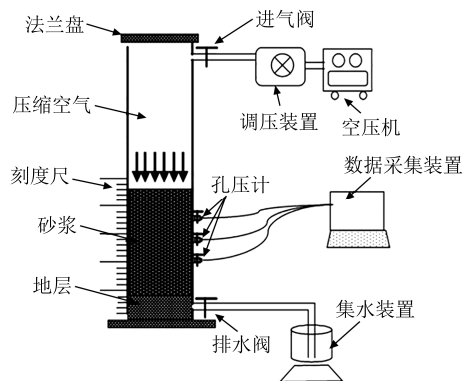
管片上浮是一个复杂的三维力学问题,现有研究普遍认为上浮的主要原因可以分为两个^[5-7]:①包裹管片的地下水及注浆浆液产生的静态上浮力;②与注浆压力密切相关的动态上浮力。基于以上管片上浮原因,国内外学者借助理论计算、数值模拟^[8-13]、现场监测^[2, 14]等手段对管片上浮机制及其影响因素展开大量研究。在理论计算与数值模拟方面,最早由 Koizumi 等^[8]在梁-弹簧模型基础上提出纵向梁-弹簧模型对管片纵向上浮问题进行研究;而后 Shiba 等^[9]提出将纵向隧道等效为一连续梁,被称为等效连续梁模型,这是最经典的管片纵向设计模型,近年来对于管片上浮的研究也大多基于此模型。如季昌等^[2]依托宁波盾构隧道施工现场实测数据,探讨了掘进速度、总推力、同步注浆浆液配比及注浆压力等因素对管片上浮的影响;叶飞等^[10]考虑了地层与隧道的相互作用,并假设浆液对管片的浮力作用呈线性分布,开展了隧道上浮研究;王道远等^[11]考虑了动态上浮力与静态上浮力的综合作用,得到了管片纵向上浮的特征规律;黄旭民等^[12]在考虑了浆液时变性与施工步的基础上,采用矩阵传递法建立施工期盾构隧道管片上浮模型;舒瑶等^[13]考虑地层渗透性对地基弹簧系数的影响,对等效连续梁进行了修正,揭示了地层特性对管片上浮作用影响。在现场监测方面, Talmon 等^[14]通过现场监测数据,分析了注浆点位置对管片上浮的影响,进一步揭示动态上浮力的影响机制。

综上所述,现有关于管片纵向上浮的研究成果大多基于等效连续梁模型,并结合现场监测数据针对不同地层与施工条件加以修正。但是其中仍存在问题:如简单地将浆液对盾尾管片环的浮力分布假定为沿隧道纵向呈线性分布;没有严格考虑浆液时变性,仅仅简单地将浆液未硬化区域的基床系数设置为较小的定值以区分完全硬化区域的浆液层。因此,本文基于自主研发的浆液浮力测试系统,得到室内不同地层与压差条件下浆液浮力消散规律;建立能考虑浆液时变性、非线性浮力大小及分布、施工步累加效应的精细化盾尾管片纵向上浮模型;编制程序进行求解;结合广州某地综合管廊实际管片上浮监测值,以验证模型的合理性。

2 浆液浮力消散试验

根据单液浆(同步注浆常用材料)初凝特性可知,单液浆对管片环的浮力随时间呈现非线性变化规律。那么对于处在浆液未初凝区域的管片而言,纵向的静态上浮力也呈非线性分布,现设计浆液浮力测试系统对该非线性分布的浮力进行测量。

浮力实际上是由流体在管片环上的法向压力作用下产生向上的综合效应结果,等于流体重度乘以排出流体的体积,本文将流体重度称为浮力重度。据此设计单元体试验,测试静态上浮力随时间的变化规律,试验示意图及装置图如图 1 所示。整个试验装置为高 70 cm 的有机玻璃柱,圆柱体模型内径为 8 cm,整个柱体中有 3 个孔压计,为了避免浆液不均匀带来的误差,孔压计的间距设置得很小,每个孔压计之间的距离为 1 cm,第 1 个孔压计和第 3 个孔压计之间距离为 2 cm,整个浆液高度为 12 cm。试验柱上部连接空压机和调压装置,通过连接稳压器来调节加压大小,模拟浆液受到的压差。关于试验压差设置,主要考虑为浆液注入盾尾空隙后的浆液压力与地层中的孔隙水压力之差。注入盾尾空隙



(a) 浮力试验示意图



(b) 浮力试验装置图

图 1 浆液浮力试验

Fig.1 Buoyancy test of grouting

后的浆液压力随着浆液固结是一个逐渐衰减降低的过程，因此，不能以初始注浆压力作为浆液的固结压力。考虑到某些硬性围岩地层本身具有一定的自稳性，地层传递给浆液的压力较小，因此，浆液固结压力较小，试验设置的压力也较小。浆液下部铺设高度为 5 cm 的土层，用于模拟实际地层。在模型底部设有排水阀门，主要用来模拟实际工程中浆液排水的条件，并收集浆液固结时排出的水。

现采用同步注浆中常用的单液浆作为试验对象，压差分别设置为 20、40、60 kPa，模拟地层采用中粗砂、细砂、粉土，设计如表 1 所示的 9 组试验。

表 1 试验工况组合表
Table 1 Test conditions

试验序号	地层条件		试验压差/kPa
	地层类型	渗透系数/(cm·s ⁻¹)	
1	中粗砂	3.4×10 ⁻¹	20
2	中粗砂	3.4×10 ⁻¹	40
3	中粗砂	3.4×10 ⁻¹	60
4	细砂	5.6×10 ⁻³	20
5	细砂	5.6×10 ⁻³	40
6	细砂	5.6×10 ⁻³	60
7	粉土	3.0×10 ⁻⁵	20
8	粉土	3.0×10 ⁻⁵	40
9	粉土	3.0×10 ⁻⁵	60

浆液在压力作用下会发生排水固结，逐渐失去流动性，其对管片浮力也随之消散，那么在还具有流动性的浆液中，任意点压强为 $P = \gamma H$ ，则浆液浮力重度 γ 计算公式为

$$\gamma = \frac{P_2 - P_1}{\Delta H} \quad (1)$$

式中： P_1 、 P_2 分别代表孔压计值； ΔH 代表孔压计距离。试验结果如图 2 所示。

从图 2 可以看出，浆液的浮力重度变化与所受压差及地层类型密切相关。浆液受到的压差越大，地层渗透性越强，浆液的排水固结速度则越快，此时浮力重度下降得越快，即浮力消散的速度也越快。图 2(a)~2(c)分别对比了同一压差下不同地层浆液浮力重度的变化，可以看出，地层渗透性越好，浮力消散的速度越快。图 2(d)~2(f)分别对比了同一地层下不同压差浆液浮力重度的变化，可以看出，压差越大，浮力消散的速度越快。当浆液处于中粗砂地层条件下并受到 60 kPa 压差时，浆液最快初凝时间可达 5 h。当浆液处于粉土地层条件下并受到 20 kPa 压差时，浆液初凝时间可达 13 h。需要说明

的是，在 4、7 号试验组中，试验初期均出现浆液浮力重度上升的现象，这是因为两组试验中地层为低渗透性土，短时间受到较小压差作用时浆液内的水来不及排出，导致浆液内的水变为承压水，使得测定的浮力重度偏大，而相应大压差的工况则没有该现象，因为在强大压力下浆液的水及时排出。

为了在后续管片纵向上浮计算中得到尽量精确的浮力大小与分布，需要避免试验值欠拟合及过拟合，因此，将试验得到的浮力重度随时间分布规律采用多项式拟合：

$$\gamma = \sum_{m=0}^n a_m t^m \quad (2)$$

式中： a_m 为拟合系数； t 为时间。各个试验工况的拟合结果如图 2 所示。此时根据阿基米德公式可以求得浆液对管片的静态上浮力 F_{f1} 计算公式为

$$F_{f1} = \pi R^2 \gamma = \pi R^2 \sum_{m=0}^n a_m t^m \quad (3)$$

式中： R 为管片外径。结合盾构掘进速度可以得到沿着管片纵向分布的浮力 F_{f2} 计算公式为

$$F_{f2} = \pi R^2 \sum_{m=0}^n a_m \left(\frac{x}{u} \right)^m \quad (4)$$

式中： x 为任意位置距离盾尾的距离； u 为盾构掘进速度。

3 盾尾管片上浮模型

3.1 修正的管片纵向上浮模型

基于等效连续梁理论，将管片假设为均质圆环。环间接头、管片相互间的约束作用利用等效抗弯刚度表征，管片与浆液同地层间的相互作用采用地基弹簧模拟，并根据同步注浆特点及试验得到的浆液特性，最终建立修正的管片纵向上浮模型如图 3 所示。

根据修正的管片纵向上浮模型将梁分为 3 段：

(1) 梁段 L_1 (自由环) 刚刚脱离盾尾，受到还未初凝浆液的浮力作用，此时浆液几乎不具备强度，地层和浆液对管片的约束作用相较于其他环很小，因此，假设自由环的基床系数为约束环的 1/100，自由环长度根据浆液初凝时间与盾构掘进速度决定。自由环前段的盾尾处因为存在注浆孔的原因，会产生一定程度的动态上浮力，但是因为地层和施工条件的复杂性，浆液难以在短时间内被压密，并且注浆孔位置可以进行优化设计，在一定程度上减小注浆压力对管片上浮的影响，因此，本文忽略动

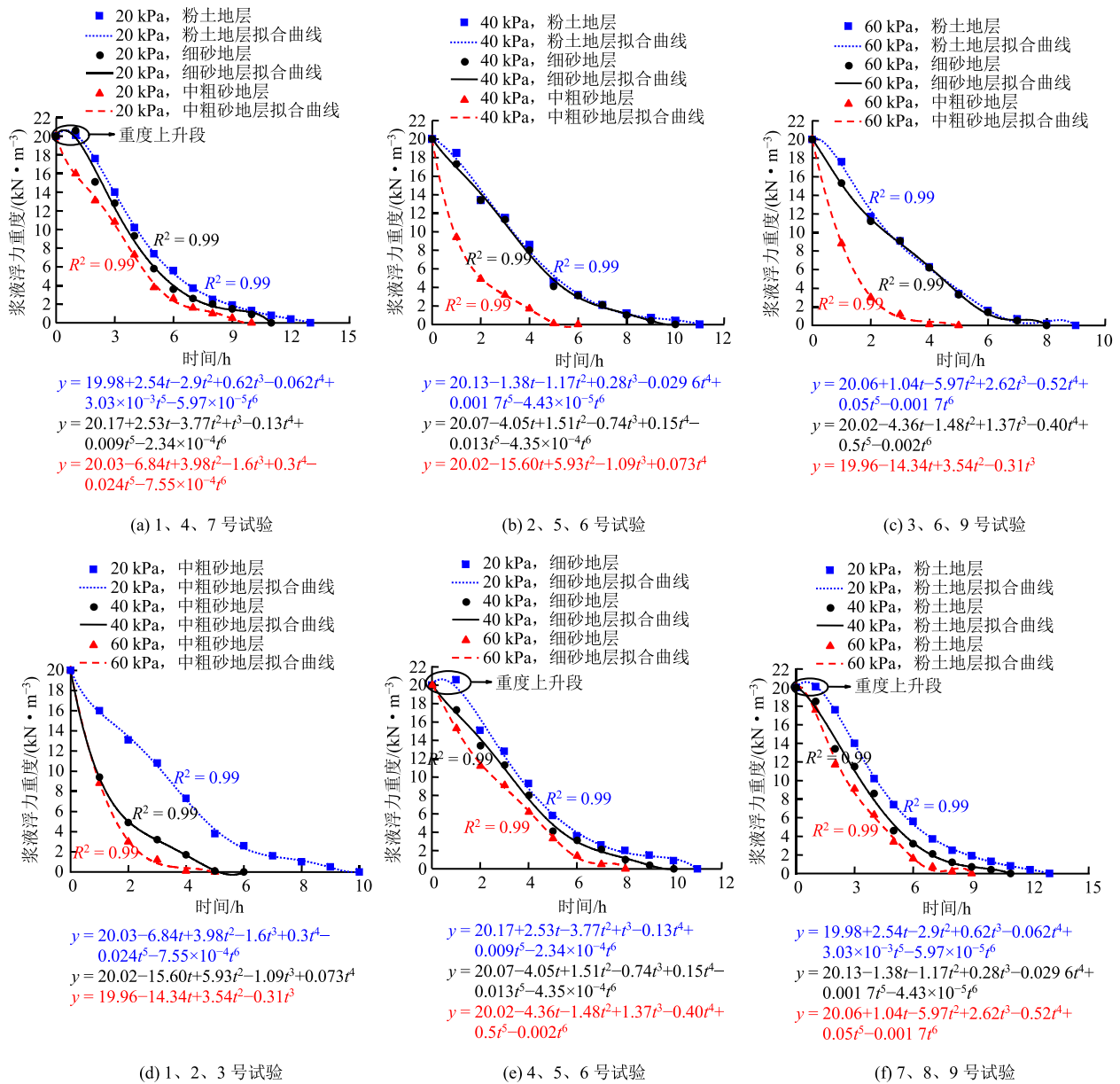


图2 浆液浮力消散试验结果
Fig.2 Test results of grouting buoyancy dissipation

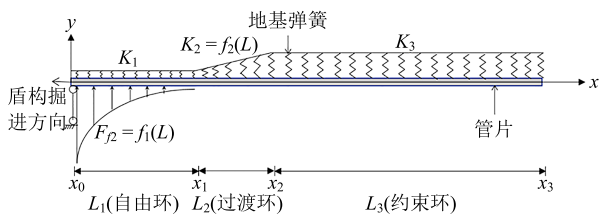


图3 修正的管片纵向上浮模型
Fig.3 Modified longitudinal uplift model of segment

态上浮力对管片的影响。

(2) 梁段 L_2 (过渡环), 此时浆液已经初凝完全, 浮力完全消散, 但强度仍在发展, 因此, 假设过渡环的基床系数线性增大, 长度与自由环相等。

(3) 梁段 L_3 (约束环), 此时浆液强度发展结

束, 整体变化不大, 因此, 约束环的基床系数可设定为常数。

3.2 上浮模型计算参数确定

(1) 等效抗弯刚度计算公式为^[15]

$$E_i I_i = \frac{\cos^3 \phi_i}{\cos \phi_i + \left(\frac{\pi}{2} + \phi_i \right) \sin \phi_i} E_c I_c \quad (5)$$

$$\phi_i + \cot \phi_i = \pi \left(\frac{1}{2} + \frac{n K_b}{E_c A_c} l_c \right) \quad (6)$$

式中: $E_i I_i$ 为纵向管片等效抗弯刚度; ϕ_i 为中性轴位置角度; E_c 为管片结构的弹性模量; I_c 为管片环纵向惯性矩; n 为环接头螺栓个数; K_b 为接头螺栓的线刚度, $K_b = E_b A_b / l_b$, E_b 为螺栓的弹性模量, A_b

为螺栓横截面面积, l_b 为螺栓长度; A_c 为管片环横截面面积; l_c 为管片环宽。

(2) 地基基床系数

利用 Muir Wood 理论解, 计算注浆层与地层共同作用下的基床系数^[16], 其计算公式为

$$K = \frac{3E_0}{(1+\nu)(5-6\nu)Rc} \quad (7)$$

$$E_0 = \left| -\frac{1}{D_c + 2H \tan \theta} + \frac{1}{D_c} \right| / \left[\frac{1}{E_{0b}} \left(-\frac{1}{D_c + 2H_b \tan \theta} + \frac{1}{D_c} \right) + \frac{1}{E_{0g}} \left(-\frac{1}{D_c + 2H_g \tan \theta} + \frac{1}{D_c} \right) \right] \quad (8)$$

式中: ν 为泊松比; R_c 为管片形心线的半径; D_c 为管片形心线的直径; D_0 为管片外径; E_0 为考虑同步注浆影响的等效地层变形模量; E_{0b} 为壁后注浆层的地层变形模量; E_{0g} 为靠近注浆层的地层变形模量; H 为注浆影响范围; H_b 为同步注浆层的厚度; H_g 为影响范围内地层的厚度; θ 为荷载的分布宽度(一般取值 30°)。该基床系数也可通过试验得到。

3.3 管片纵向上浮模型求解

3.3.1 考虑非线性浮力的上浮控制方程的解

由等效连续梁理论可知, 无集中力、无集中力偶的情况下, 仅分布荷载 $q(x)$ 作用下弹性地基上半无限长梁的控制方程为^[17-18]

$$\frac{d^4 y_i}{dx^4} + 4\beta_i^4 y_i = \frac{q_i(x)}{E_i I_i} \quad (9)$$

式中: $\beta_i = (k_i b_i / 4E_i I_i)^{0.25}$, k_i 为地层基床系数, b_i 为梁宽; $E_i I_i$ 为梁的等效抗弯刚度; i 为各个梁段。

根据式(9)可以求得图3上浮模型各个梁位置的挠度, 即管片上浮量。不难看出, 式(9)为4阶常系数非齐次的微分方程, 非齐次项中的 $q_i(x)$ 即为作用在自由环上的浮力, 将试验得到的结果代入该项, 那么非齐次项变为 $\pi R^2 \sum_{m=0}^n a_m \left(\frac{x}{u} \right)^m / E_i I_i$, 根据4阶常系数非齐次的微分方程解的形式, 可知其解为对应齐次方程的通解加上非齐次的特解, 即解为

$$y_i = e^{\beta_i x} [c_{i1} \cos(\beta_i x) + c_{i2} \sin(\beta_i x)] + e^{-\beta_i x} [c_{i3} \cos(\beta_i x) + c_{i4} \sin(\beta_i x)] + v^* \quad (10)$$

式中: v^* 代表特解。关于特解的求解, 首先假设特解 $v^* = \sum_{m=0}^n b_m x^m / E_i I_i$, 保证最高次幂与 $q_i(x)$ 相同,

后代入控制方程式(9), 通过待定系数法求得 b_m 的值即可。现以 $q_i(x) = \pi R^2 \sum_{m=0}^6 a_m \left(\frac{x}{u} \right)^m$ 为例, 求得控制方程的特解为

$$v^* = \pi R^2 \left[\frac{1}{4\beta_i^4 E_i I_i} \left(a_0 - \frac{6a_4}{u^4 \beta_i^4} \right) + \frac{1}{4u\beta_i^4 E_i I_i} \left(a_1 - \frac{30a_5}{u^5 \beta_i^4} \right) x + \frac{1}{4u^2 \beta_i^4 E_i I_i} \left(a_2 - \frac{90a_6}{u^6 \beta_i^4} \right) x^2 + \frac{a_3 x^3}{4u^3 \beta_i^4 E_i I_i} + \frac{a_4 x^4}{4u^4 \beta_i^4 E_i I_i} + \frac{a_5 x^5}{4u^5 \beta_i^4 E_i I_i} + \frac{a_6 x^6}{4u^6 \beta_i^4 E_i I_i} \right] \quad (11)$$

3.3.2 过渡环基床系数处理

由3.1节可知, 对于纵向上浮模型中过渡环做如下假设: 为了考虑浆液时变性, 过渡环基床系数线性增大, 以此模拟初凝后浆液进一步硬化过程。因此, 考虑浆液时变性这一特征, 该段基床系数满足 $K_2 = f(L)$, 即控制方程(9)中 β_i 在该段是关于 x 的变量, 为了描述上浮模型的这一特征, 将过渡环地基弹簧的梯形增长模式划分为由无数个小矩形组成的台阶增长模式, 如图4所示。

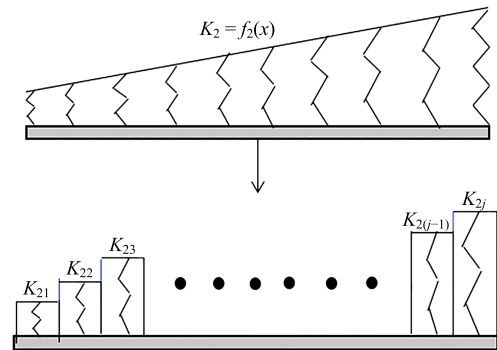


图4 过渡环基床系数处理

Fig.4 Handling of foundation coefficient of transition ring

此时半无限长梁由原先的3段梁划分为 $2+j$ 段梁, 对应控制方程的解也增多为 $2+j$ 个。

3.3.3 最终上浮模型解答

根据各个梁端交界处应该满足挠度、转角、弯矩、剪力的协调方程可得

$$\left. \begin{aligned} y_i^+ &= y_{(i+1)}^- \\ \frac{dy_i^+}{dx} &= \frac{dy_{(i+1)}^-}{dx} \\ E_i I_i \frac{d^2 y_i^+}{dx^2} &= E_{i+1} I_{i+1} \frac{d^2 y_{(i+1)}^-}{dx^2} \\ E_i I_i \frac{d^3 y_i^+}{dx^3} &= E_{i+1} I_{i+1} \frac{d^3 y_{(i+1)}^-}{dx^3} \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

式中: y_{i+} 为第 i 段梁的最右端; $y_{(i+1)-}$ 为第 $i+1$ 段梁的最左端。

根据弹性地基上半无限长梁的边界条件可得

$$\left. \begin{aligned} y_1|_{x=0} &= 0, y_1''|_{x=0} = 0 \\ y_{(2+j)+}'|_{x=x_3} &= 0, y_{(2+j)+}'''|_{x=x_3} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

对式 (10) 分别求 1、2、3 阶导可得

$$\left. \begin{aligned} y_1' &= \beta_i e^{\beta_i x} \{ c_{i1} [\cos(\beta_i x) - \sin(\beta_i x)] + c_{i2} [\cos(\beta_i x) + \sin(\beta_i x)] - \beta_i e^{-\beta_i x} \{ c_{i3} [\cos(\beta_i x) + \sin(\beta_i x)] + c_{i4} [\sin(\beta_i x) - \cos(\beta_i x)] \} + (v^*)' \} \\ y_1'' &= 2\beta_i^2 e^{\beta_i x} [-c_{i1} \sin(\beta_i x) + c_{i2} \cos(\beta_i x)] + 2\beta_i^2 e^{-\beta_i x} [c_{i3} \sin(\beta_i x) - c_{i4} \cos(\beta_i x)] + (v^*)'' \\ y_1''' &= 2\beta_i^3 e^{\beta_i x} \{ -c_{i1} [\cos(\beta_i x) + \sin(\beta_i x)] + c_{i2} [\cos(\beta_i x) - \sin(\beta_i x)] \} - 2\beta_i^3 e^{-\beta_i x} \{ -c_{i3} [\sin(\beta_i x) - \cos(\beta_i x)] - c_{i4} [\cos(\beta_i x) + \sin(\beta_i x)] \} + (v^*)''' \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

即最终求解控制方程 (9) 仅需求出对应通解式 (10) 中的各个待定系数 c_{i1} 、 c_{i2} 、 c_{i3} 、 c_{i4} ... $c_{(2+j)1}$ 、 $c_{(2+j)2}$ 、 $c_{(2+j)3}$ 、 $c_{(2+j)4}$ 即可, 将式 (12)、(13) 代入式 (14) 可以得到含有 $4j+8$ 个方程的方程组, 对应的未知数 c_{il} 也为 $4j+8$ 个, 此时可以列出求解 c_{il} 的大型稀疏线性方程组, 见式 (15)。为了方程组简洁明了, 将 c_{il} 前的系数用 a_i 、 b_i ... 表示, 如 $a_1 = \beta_1 e^{\beta_1 x_0} [\cos(\beta_1 x_0) - \sin(\beta_1 x_0)]$ 。

$$\begin{bmatrix} a_1 & b_1 & c_1 & d_1 & \cdots & 0 \\ a_2 & b_2 & c_2 & d_2 & \cdots & 0 \\ \vdots & & & & & \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & z(j+1) \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \cdots & z(j+2) \end{bmatrix} \begin{bmatrix} c_{i1} \\ c_{i2} \\ \vdots \\ c_{(j+1)3} \\ c_{(j+2)4} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} f_1 \\ f_2 \\ \vdots \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} \quad (15)$$

$\rightarrow AC = F$

式中: f_1 、 f_2 ... 为特解 $-v^*$ 、 $(-v^*)'''$...; A 为系数矩阵; C 为待求系数; F 为非齐次项。式 (15) 仅仅为总计划分为 26 段梁的结果 ($j=24$), 进一步细分过渡段, 可使得系数矩阵 A 进一步扩大, 求得的上浮量也更加精确。但是 j 并不是无穷大量, 仅需满足工程实际精度即可, 因此, 过渡环划分标准应满足:

$$\|C_{j+2} - C_{j+1}\|_2 \leq e_p \quad (16)$$

式中: C_{j+2} 为将半无限弹性地基梁划分为 $j+2$ 段求解的系数矩阵结果; C_{j+1} 为将半无限弹性地基梁划分为 $j+1$ 段求解的系数矩阵结果; e_p 为设定容差 (该

值根据具体工程要求设定)。

为了求解由式 (16) 得到的大型稀疏方程组 (15), 利用 Matlab 中高斯赛德尔迭代算法对各个梁的待定系数求解, 最后得到各个梁的挠度方程解, 即可求解得盾尾管片各个位置的上浮量。

4 工程算例分析

4.1 典型断面管片上浮计算结果

广州市某地区地下综合管廊工程采用直径为 6 250 mm 的盾构机施工, 单线全长 48 km, 同步注浆材料采用工程中常用的单液硬性浆。取该盾构区间 35#~36# 作为计算背景。该区间地层多为岩层, 主要为强风化含砾砂岩、中风化含砾砂岩等, 根据地勘报告可知, 该地层岩石风化强烈, 原岩组织结构大部分破坏, 节理裂隙极发育, 渗透系数在 10^{-3} cm/s 量级范围内, 透水性较强。盾构穿越地质断面示意图如图 5 所示。

为了研究各类地层及压差对盾尾管片上浮量的影响 (即室内试验上浮量结果), 在计算盾尾管片上浮量时 (不考虑施工累加效应), 仅仅采用该工程背景的管片尺寸等参数。管片采用 C50 钢筋混凝土, 厚度为 0.35 m, 宽度为 1.5 m。同步注浆浆液采用与室内试验相同的浆液类型, 盾构掘进速度为 17 mm/min, 约束环地层基床系数为 1.2×10^4 kN/m³ (中粗砂)、 3.9×10^4 kN/m³ (细砂)、 5.1×10^4 kN/m³ (粉土), 隧道等效抗弯刚度为 7.6×10^7 kN·m², 计算结果如图 6 所示。

从图 6 可以看出, 盾尾管片环上浮量与地层类型及所受压差密切相关。地层渗透系数及浆液受到的压差越小, 管片上浮量越大, 且最大上浮位置距离盾尾越远。在粉土地层中, 浆液受到 20 kPa 压差时管片上浮最为明显, 最大上浮量达到 12.55 mm, 此时距离盾尾 10.29 m。相对的, 在中粗砂地层中, 浆液受到 60 kPa 压差时管片上浮量最小, 对应最大上浮量仅为 2.59 mm, 此时距离盾尾 8.05 m。上浮量呈现上述变化规律的原因如下: 隧道上浮本质是一个浮力大小与分布的问题, 浮力越大, 分布范围越广, 上浮量自然越大。浆液在不同地层和压差作用下发生固结, 浮力逐渐消散。在低压作用的低渗透性的地层中, 排水固结速度缓慢, 此时浮力也消散缓慢, 最终体现为对管片的上浮作用变大, 自由环的长度变长, 管片上浮量自然增大。

从图 6 还可以看出, 在低渗透性地层中, 管片上浮量对于压差敏感程度较小。如图 6(f) 所示, 粉土地层压差为 40、60 kPa 时, 最大上浮量减小幅度

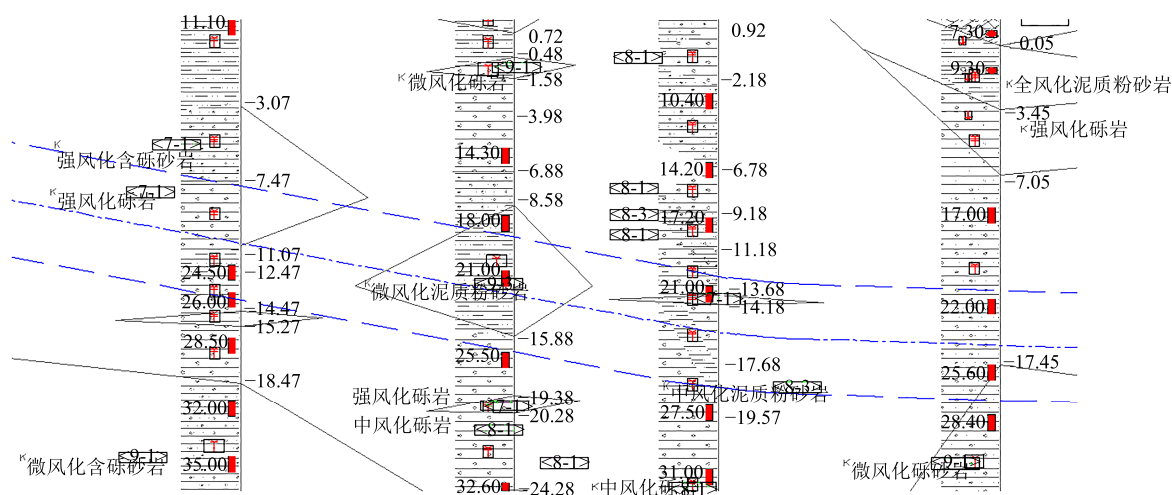


图5 穿越地质断面示意图 (单位: m)

Fig.5 Schematic diagram of geological section of tunnel crossing (unit: m)

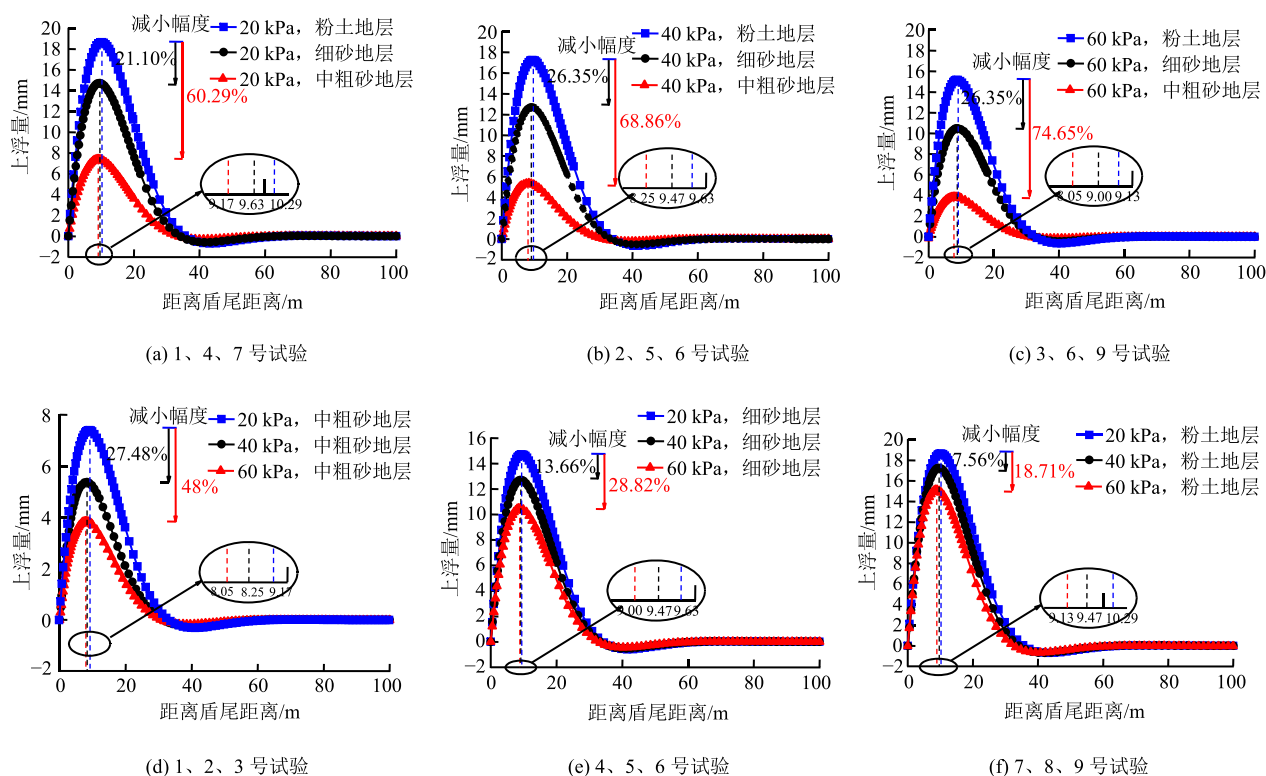


图6 管片环上浮计算结果 (未考虑施工步累加效应)

Fig.6 Calculation results of segment ring uplift (without considering the cumulative effect of construction steps)

仅为压差 20 kPa 的 7.56%、18.71%。而在图 6(d)的粗砂地层中同样压差条件下最大上浮量减小幅度为 27.48%、48%。出现上述变化规律的原因是：浆液作为一种固液混合体，如图 7 所示，起初浆液内水分含量较大，浆液内骨料以悬浮颗粒形式存在，互不接触，浆液性质接近液体因此产生较大浮力，但是浆液在外界环境因素影响下发生排水固结，浆液内水分开始流失，向着地层渗透，部分骨料接触产生有效应力，浮力也开始减小，最终骨料间充分接

触，总压力等于有效应力时，浆液浮力完全消失。因此水分流失的速度决定着浮力消散的速度。在低渗透性地层中上浮量对于压差敏感程度降低的原因，可以用图 7 及达西定律 $v = ki$ 进行简单解释：在低渗透性地层中，渗透系数 k 非常小，相比于强渗透性地层而言， k 值减小了 1 个数量级甚至更大，而压差变化仅从 20 kPa 变为 40、60 kPa，变化幅度远远没有渗透系数大，根据达西定律可知，在低渗透性地层中即使增大压差，水分流失速度依旧十分

缓慢,因此就出现在低渗透性地层中,管片上浮量对压差变化敏感程度不大的现象。

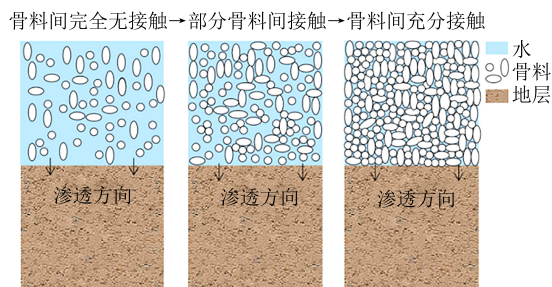


图7 浆液排水固结
Fig.7 Consolidation of grouting

4.2 管片累加上浮计算结果

盾构施工实际是一个不断掘进的动态过程,每掘进一环,都会有新的浆液打入盾尾的建筑空隙中,这就导致原本已经上浮稳固的管片在新的浮力作用下进一步产生上浮量。因此,在计算隧道纵向整体上浮量时,需要将图6的上浮结果进行累计叠加,得到考虑施工累加效应的管片环上浮量,累加步骤如下:①基于第3节的计算方法,求得管片上浮通解式 $y=f(x)$,即式(10),得到图6;②对上浮量通解式 $y=f(x)$ 求一阶导数,并令 $y'=0$,求得此时的 x 第二小值 x_s ,即为管片无上浮位置距离盾尾的距离;③令 x_s 除以管片宽度 b ,求得需要累加的施工步数 S ;④沿着施工步数 S ,将步骤①求得的上浮通解式 $y=f(x)$ 进行累加,即 $F(x)=f(x)+f(x-b)+f(x-2b)+\dots+f(x-Sb)$, $F(x)$ 即为最终求得的考虑施工步累加效应的管片纵向上浮结果,如图8所示。

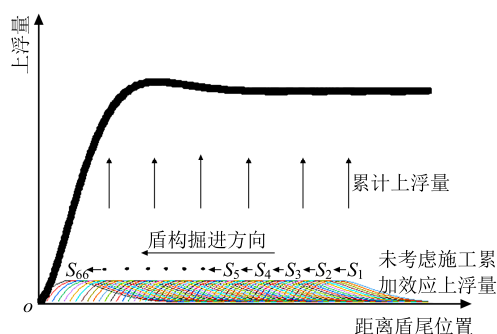


图8 考虑施工步累加的管片环上浮量
Fig.8 Calculation results of segment ring uplift
(considering the cumulative effect of construction steps)

图8为累加了66步施工步(以每向前拼装完毕一环管片为一个施工步,那么每步施工的上浮曲线相距一个管片宽度的距离,实际上在累加32步施工

步时,管片上浮就趋于稳定)的管片环上浮结果。由图可以看出,考虑了施工步累加效应的盾尾管片上浮特征曲线满足先增大后减小,最后稳定不变的规律。为了进一步验证模型的合理性,将计算结果与实际工程的上浮监测值进行对比。因为该工程地层为透水性很强的岩层,渗透系数在 10^{-3} cm/s 量级范围内,与试验中细砂地层渗透性接近,因此,采用图6(c)计算结果(此处仅浮力分布特征按照图6(c)结果,其余计算参数均参照该岩层参数)进行验证,结果如图9所示。

在实际工程中,由于地层环境和施工条件极其复杂,很难精确得到浆液受到的压差。因此,将试验设定的3种压差上浮结果与实际监测值共同进行对比,可以发现,上浮监测值在距离盾尾250 m范围内,较好地落在20~60 kPa计算的上浮结果范围内,这说明了本文建立的盾尾管片上浮模型具有较好的可靠性。

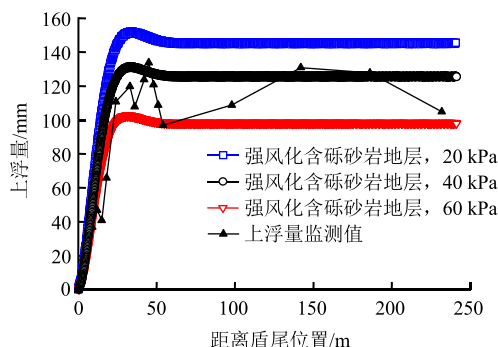


图9 围岩地层管片环上浮量变化过程
Fig.9 Variation of uplift of segment ring in surrounding rock

从图9中可以看出,累计上浮量随着浆液受到的压差逐渐增大,并且累计上浮稳定位置也随着压差增大而远离盾尾。该强风化含砾砂岩地层中,当浆液受到20 kPa压差时,上浮量最大,可达151.74 mm,此时距离盾尾约39.2 m,并在距离盾尾70 m附近上浮量趋于稳定,此时上浮量约为145.2 mm。

5 结 论

本文基于自主研发的浆液浮力测试系统,得到了不同压差与地层类别影响下同步单液浆的浮力消散规律,并基于该结果建立了盾尾管片纵向上浮模型,最后结合实测结果对模型进行验证,得到以下结论:

(1) 浆液浮力消散速度、管片上浮量与地层渗透性及所受压差相关。地层渗透性越强,浆液受到

的压差越大, 浮力消散速度越快, 管片产生的上浮量也越小。当处于中粗砂地层的浆液受到 60 kPa 压差时, 浮力消散速度最快, 仅 5 h 浮力消散完全, 此时管片最大上浮量为 2.59 mm。

(2) 首次提出了三段式的隧道-地层模型。在考虑已终凝浆液约束环段的基础上, 首次引入了自由环段、过渡环段的概念, 能够考虑盾尾壁后注浆液初凝前后所处液态、半固态时对管片环弱约束的特征。

(3) 建立的精细化盾尾管片纵向上浮模型, 可综合考虑浆液时变性、浆液上浮力非线性分布特征、施工步累加效应。基于等效连续梁理论, 对过渡环段划分若干基床系数均匀段, 获得了管片环非线性上浮力作用下的半解析解。最后叠加施工步得到了实际施工管片上浮量, 与管片环上浮监测数据吻合较好, 验证了本文所建模型的合理性。

(4) 以广州某地综合管廊盾构施工为背景, 研究了盾尾管片纵向上浮特征。盾尾管片上浮特征曲线满足先增大、后减小、最后趋于稳定的规律, 在强风化含砾砂岩地层中, 最大上浮量可达 151.74 mm, 此时距离盾尾 39.2 m。

参考文献

- [1] 钱七虎. 迎接我国城市地下空间开发高潮[J]. 岩土工程学报, 1998, 20(1): 112-113.
QIAN Qi-hu. Meet the climax of urban underground space development in China[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 1998, 20(1): 112-113.
- [2] 季昌, 周顺华, 许恺, 等. 盾构隧道管片施工期上浮影响因素的现场试验研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2013, 32(增刊 2): 3619-3626.
JI Chang, ZHOU Shun-hua, XU Kai, et al. Field test research on influence factor of upward moving of shield tunnel segments during construction[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2013, 32(Suppl.2): 3619-3626.
- [3] 竺维彬, 鞠世健, 史海鸥. 广州地铁三号线盾构隧道工程施工技术研究[M]. 广州: 暨南大学出版社, 2007: 143-144.
ZHU Wei-bin, JU Shi-jian, SHI Hai-ou. Guangzhou metro line 3 shield tunneling construction technology[M]. Guangzhou: Jinan University Press, 2007: 143-144.
- [4] 陈亮, 李朝. 盾构隧道管片上浮机理分析及控制研究[J]. 低温建筑技术, 2011(2): 106-108.
CHEN Liang, LI Chao. Analysis and study on control mechanism of floating shield tunnel segment[J]. **Low Temperature Architecture Technology**, 2011(2): 106-108.
- [5] 叶飞. 软土盾构隧道施工期上浮机理分析及控制研究[D]. 上海: 同济大学, 2007.
YE Fei. Analysis and control for upward movement of shield tunnel during construction[D]. Shanghai: Tongji University, 2007.
- [6] 张雨帆. 盾构隧道施工期同步注浆引起隧道上浮及管片错台研究[D]. 成都: 西南交通大学, 2018.
ZHANG Yu-fan. Study on tunnel floating and segment dislocation due to synchronous grouting in shield tunnel construction[D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2018.
- [7] 胡瑞. 青岛地铁某盾构区间管片上浮机理及控制分析[D]. 青岛: 青岛理工大学, 2020.
HU Rui. Mechanism and control analysis of floating segments in a shield section of Qingdao metro[D]. Qingdao: Qingdao University of Technology, 2020.
- [8] KOIZUMI A, MURAKAMI H, ISHIDA T. Design method of segments at a sharply curved section[J]. **Journal of Japanese Society of Civil Engineers**, 1992(448): 111-120.
- [9] SHIBA Y, KAWASHIMA K, OBINATA N. Seismic design method of shield tunnel using response displacement method[J]. **Journal of Japanese Society of Civil Engineers**, 1986, 28(5): 3378-3382.
- [10] 叶飞, 朱合华, 丁文其. 基于弹性地基梁的盾构隧道纵向上浮分析[J]. 中国铁道科学, 2008, 29(4): 65-69.
YE Fei, ZHU He-hua, DING Wen-qi. Longitudinal upward movement analysis of shield tunnel based on elastic foundation beam[J]. **China Railway Science**, 2008, 29(4): 65-69.
- [11] 王道远, 袁金秀, 朱正国, 等. 水下盾构隧道纵向上浮理论解及工程应用[J]. 岩土力学, 2014, 35(11): 3079-3085.
WANG Dao-yuan, YUAN Jin-xiu, ZHU Zheng-guo, et al. Theoretical solution of longitudinal upward movement of underwater shield tunnel and its application[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2014, 35(11): 3079-3085.
- [12] 黄旭民, 黄林冲, 梁禹. 施工期同步注浆影响下盾构隧道管片纵向上浮特征分析与应用[J]. 岩土工程学报, 2021, 43(9): 1700-1707.

- HUANG Xu-min, HUANG Lin-chong, LIANG Yu. Analysis and application of longitudinal uplift characteristics of segments of shield tunnels affected by synchronous grouting during construction period[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2021, 43(9): 1700-1707.
- [13] 舒瑶, 季昌, 周顺华, 等. 考虑地层渗透性的盾构隧道施工期管片上浮预测[J]. 岩石力学与工程学报, 2017, 36(增刊 1): 3516-3524.
- SHU Yao, JI Chang, ZHOU Shun-hua, et al. Prediction for shield tunnel segment uplift considering the effect of stratum permeability[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2017, 36(Suppl.1): 3516-3524.
- [14] TALMON A M, BEZUIJEN A. Simulating the consolidation of TBM grout at Noordplaspolder[J]. **Tunnelling and Underground Space Technology**, 2009, 24(5): 493-499.
- [15] 田敬学, 张庆贺. 盾构法隧道的纵向刚度计算方法[J]. 中国市政工程, 2001(3): 35-37.
- TIAN Jing-xue, ZHANG Qing-he. Calculation of longitudinal rigidity of shield tunnels[J]. **China Municipal Engineering**, 2001(3): 35-37.
- [16] KOIZUMI A. The segment design of shield tunneling[M]. Translated by GUAN Lin-xing. Beijing: China Architecture and Building Press, 2012: 187-189.
- [17] 余占奎. 软土盾构隧道纵向设计方法研究[D]. 上海: 同济大学, 2007.
- YU Zhan-kui. Study on the longitudinal design method of shield tunnel in soft soil[D]. Shanghai: Tongji University, 2007.
- [18] 张箭, 戚瑞宇, 宗晶瑶, 等. 盾构隧道环向开挖面破坏机制及剪胀效应研究[J]. 岩土力学, 2022, 43(7): 1833-1844.
- ZHANG Jian, QI Rui-yu, ZONG Jing-yao, et al. Failure mechanism of shield tunnel circumferential excavation face and the influence of the dilatancy effect on the tunnel stability[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2022, 43(7): 1833-1844.
-
- 上接第 1614 页
- [25] KULHAWY F H, KOZERA D W, WITHIAM J L. Uplift testing of model drilled shaft in sand[J]. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, 1979, 105(1): 31-47.
- [26] WANG Q K, MA J L, JI Y K, et al. Centrifugal model test based bearing characteristics and analytical model of uplift pile in combined composite ground[J]. **Rock Mechanics and Rock Engineering**, 2022, 55: 3525-3543.
- [27] WANG Q K, MA J L, WANG M T, et al. Field test on uplift bearing characteristics of transmission tower foundation in mountainous areas of western China[J]. **Environmental Earth Sciences**, 2021, 80(22): 745.
- [28] 费康, 彭劼. ABAQUS 岩土工程实例详解[M]. 北京: 人民邮电出版社, 2017.
- FEI Kang, PENG Jie. Detailed explanation of ABAQUS geotechnical engineering examples[M]. Beijing: Posts & Telecom Press, 2017.