

考虑不同破坏形式下隧道锚承载力及破坏阶段研究*

杨国俊^{1,2}, 吕明航¹, 唐光武², 田骥玮¹, 杜永峰¹

(1. 兰州理工大学 土木工程学院, 兰州 730050;

2. 招商局重庆交通科研设计院有限公司 桥梁工程结构动力学国家重点实验室, 重庆 400067)

(我刊编委唐光武来稿)

摘要: 现有研究多以锚岩接触面出现塑性区域或应力峰值点转移作为达到极限状态的判别标准,但不同工程地质情况会导致隧道锚(TTA)破裂面线形存在较大差异,很难准确推导出隧道锚的极限承载力.为了进一步探求隧道锚在拉拔荷载下的工作过程,得到更加明确的隧道锚极限承载力的表达形式,采用幂指数函数形式表征倒锥形破坏破裂面的线形,基于 Mindlin 应力解与峰值剪应力控制理论得到界面破坏应力分布形式,推导了界面破坏与倒锥台破坏形式下的承载能力公式;采用国内 5 座悬索桥隧道锚承载力进行算例验证,同时分析研究了不同参数对隧道锚极限承载力的影响.研究表明:两种破坏形式下,承载力的主要来源为破裂面的黏结力,占总承载力的 50%以上,承载力均随着长度与内聚力的增加而线性增加;承载力随着倾斜角的增加而增加,但增长速度减慢,界面破坏形式下出现先增加后减小的现象.对比以往试验以及数值模拟结果,与该文推导结果基本一致,分析公式计算结果和位移增长曲线,发现隧道锚工作过程明显呈现 3 个阶段,最终破坏形式为界面破坏和倒锥形破坏两种破坏模式的结合.

关键词: 桥梁工程; 隧道式锚碇; 极限承载能力; Mindlin 应力解; 解析法

中图分类号: U448.25 **文献标志码:** A **DOI:** 10.21656/1000-0887.440146

Study on Bearing Capacities and Failure Stages of Tunnel-Type Anchorage Considering Different Failure Modes

YANG Guojun^{1,2}, LÜ Minghang¹, TANG Guangwu², TIAN Qiwei¹, DU Yongfeng¹

(1. School of Civil Engineering, Lanzhou University of Technology,

Lanzhou 730050, P.R.China;

2. State Key Laboratory of Bridge Engineering Structural Dynamics,

China Merchants Chongqing Communications Technology Research &

Design Institute Co., Ltd., Chongqing 400067, P.R.China)

(Contributed by TANG Guangwu, M. AMM Editorial Board)

Abstract: The existing studies mostly take the occurrence of plastic zones or stress peak point transfer on the contact surface of anchor rock as the criterion for the limit state. However, due to different engineering geological conditions, there are significant differences in the fracture surface alignments of tunnel anchors, and the ul-

* 收稿日期: 2023-05-12; 修订日期: 2023-08-04

基金项目: 国家自然科学基金(51808274;52168042);甘肃省科技计划(22JR5RA250);中国博士后科学基金(2019M653897XB)

作者简介: 杨国俊(1988—),男,副教授,博士(通讯作者. E-mail: yanggj403@163.com).

引用格式: 杨国俊,吕明航,唐光武,田骥玮,杜永峰.考虑不同破坏形式下隧道锚承载力及破坏阶段研究[J].应用数学和力学,2023,44(3):273-286.

imate bearing capacity of the tunnel-type anchorage (TTA) cannot be accurately derived. To further explore the working process of the TTA under pull-out loading, the power exponential form was used to characterize the shape of the inverse cone damage rupture surface, based on Mindlin's stress solution and the peak shear stress control theory. The interface failure stress distribution was obtained, the equations for the bearing capacities under 2 damage forms were given. Five domestic TTA suspension bridges were taken for example and verification in both damage forms, and the effects of different parameters on the TTA load-bearing capacity were analyzed. The results show that, the main source for the bearing capacity is the cohesive force on the fracture surface, which is more than 50% of the total. The bearing capacity increases linearly with the length and the cohesion force, and grows with the inclination angle at a slowing rate. The bearing capacity would first increase and then decrease with the inclination angle under the interface failure form. These derived results are basically in agreement with those previous experimental and numerical results. The analysis of the proposed analytical displacement curves indicates that, the working process of the TTA has 3 visible stages, and the final failure mode is a combination of the interfacial failure and the inverse cone failure.

Key words: bridge engineering; tunnel-type anchorage; ultimate bearing capacity; Mindlin's stress solution; analytical method

0 引 言

悬索桥隧道式锚碇在依靠自身重力承载的同时,调动周围岩体协同承载,作用机理相对复杂。目前已就隧道式锚碇的承载能力、受力和变形特征等做了诸多的研究工作,但对隧道锚设计参数的确定仍没有明确的规范或适合的公式,同时对其破坏形态及破坏过程认识不够精确,无法确定设计锚碇的安全储备^[1]。当前在进行隧道式锚碇设计时,仍采用重力式锚碇的设计理念,将隧道式锚碇与周围岩体协同工作这一特点作为承载力隐形储备,这无形中增大了隧道式锚碇的建设成本。因此亟待通过研究隧道式锚碇的联合承载过程、机理及破坏特征,揭示锚碇和岩体的协同承载机理,以完善隧道式锚碇的设计理论。

余美万等^[2]在普立特大桥原地进行了圆台与圆柱的锚塞体夹持效应对比试验,提出了“夹持效应”这一概念。廖明进等^[3]从锚碇受力角度建立了两种破坏形式下的平衡方程,并与等截面锚塞体承载能力进行了比较,提出了楔形效应系数。王东英等^[4]通过开展锚碇的二维室内模型试验,针对锚碇的楔形角和埋深等几何要素对锚碇的承载力和破坏特征的影响做了分析,在一定程度上揭示了隧道式锚碇“夹持效应”的本质。隧道式锚碇的另一研究重点则是锚碇的承载特性以及设计参数的确定,大量的数值模拟^[5-8]和缩尺试验^[9-13]揭示了隧道式锚碇的传力机制与破坏形式有以下共性:主缆荷载下锚碇自身重力首先发挥作用,此时可称为“自重应力”;当拉拔力达到侧摩阻力极限时,围岩夹持效应发挥作用;锚碇通常发生剪切-拉破坏,剪切面出现在锚碇围岩界面或者围岩内部,当出现在围岩内部时,剪切面呈现倒锥形,剪切面出现位置与埋置深度和围岩内部状况有关。目前隧道锚发生的破坏形式主要分为两种,研究表明:当锚塞体与围岩界面结合程度较差时会发生界面破坏,而当围岩完整性和节理裂隙发育较差时易发生倒锥形破坏^[14],江南等^[7]通过数值模拟也发现,两种破坏形式发生的条件与锚塞体的埋置深度也存在一定关系。

现阶段对于隧道式锚碇的设计参数尚没有规范明确规定,张奇华等^[15-16]采用力系平衡原理,通过解析法探究了承载力的初步计算模式。施高萍等^[17]利用被积函数的解析性和留数理论,对开挖隧洞围岩应力进行了解答;崔建斌等^[18]通过映射函数 Schwarz-Christoffel 变换,得出了围岩体任一点应力分量的解析通式,他们都对开挖隧洞的应力分布进行了研究。Liu 等^[19]采用人工神经网络方法建立了隧道式锚碇的安全系数预测模型。王东英等^[20]在前人基础上考虑了附加应力对承载力的贡献并引入了 Mindlin 解,提出了承载力由“自重应力”和“附加应力”两部分组成这一概念,推导得出了隧道式锚碇承载能力的近似计算方法。汪海滨等^[21]研究了隧道锚各参数对锚碇稳定性的影响程度。Li 等^[22]对不同形状的锚塞体进行了抗拔试研究,得出了相比圆柱形锚塞体,圆锥形具有更高的抗拔承载力。王中豪等^[23]基于最小二乘支持向量机的预测能力与优化效果,提出了一种人工智能化隧道锚承载能力的预测方法。

迄今为止,众多学者往往从受力角度进行隧道锚承载力的推导,忽视了由于地质、荷载等因素引起的破

坏形式与破裂面差异,不能精确地表征隧道锚的极限承载力.本文依托实际工程,推导并验证了两种破坏形式下隧道的锚极限承载力,进行倒锥形破坏形式下的破裂面线形推导,同时对隧道锚实际受力情况进行了数值模拟,包括锚塞体与岩体轴向位移等,分析了隧道锚碇主缆拉力和锚岩变形的关系,可为工程的设计和顺利施工提供理论指导和实用计算方法.

1 隧道锚承载能力计算公式推导

1.1 倒锥台破坏形式破裂面线形公式推导

在推导隧道锚极限承载力时,关键在于破裂面线形的确定,江南^[24]通过室内缩尺试验得到 73° 的计算破坏面.此外,以往众多学者对与隧道锚受力形式类似的扩底抗拔桩破裂面形式进行了假设推导,目前对于隧道锚仍没有一个明确的破裂面线形形式,但普遍认为破裂角线形应介于倒锥形与喇叭形线形之间.因此,本文在前人研究基础上采用幂指数函数形式表征破裂面线形,采用指数 N 表示不同地质、结构形式下的破裂面线形延伸情况,下面将进行倒锥形破坏形式下极限承载力的推导.

推导时将截面近似为矩形考虑,假设前锚面边长为 a ,锚碇扩展角为 α ,锚塞体长度为 L ,锚塞体与水平线倾斜角为 β ,岩体内摩擦角为 φ ,易得到后锚面直径为 $a + 2L\tan\alpha$,锚塞体与围岩的平均重度为 γ ,后锚面埋置深度为 H ,假设破裂面垂直于后锚面,与前锚面水平线形成 $\pi/4 - \varphi/2$ 的夹角,并以这一夹角延伸至地表,以锚塞体轴向为 z 轴,沿后锚面边长方向为 x 轴,破坏示意图如图 1 所示.

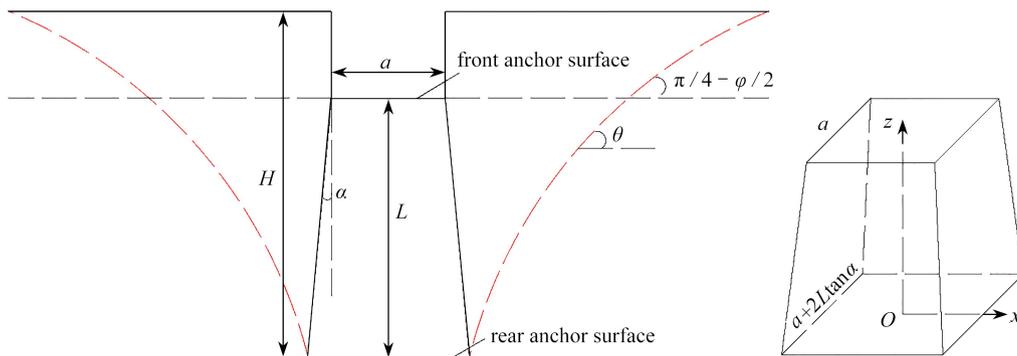


图 1 倒锥台破坏示意图

Fig. 1 Schematic diagram of inverse cone failure

假设破裂面线形为

$$\frac{dz}{dx} = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \left(\frac{L}{z}\right)^N, \tag{1}$$

代入边界条件 $x = \frac{a}{2} + L\tan\alpha, z = 0$, 可得

$$x = \frac{a}{2} + L\tan\alpha + \frac{L}{\tan(\pi/4 - \varphi/2)(N+1)} \left(\frac{z}{L}\right)^{N+1}. \tag{2}$$

当 $z = L$ 时,可以得到破裂面前锚面水平线的范围为

$$x = \frac{a}{2} + L\tan\alpha + \frac{L}{\tan(\pi/4 - \varphi/2)(N+1)}. \tag{3}$$

当 $N = 0$ 时,

$$x = \frac{a}{2} + L\tan\alpha + \frac{L}{\tan(\pi/4 - \varphi/2)}, \tag{4}$$

此时的破裂面形式即为倒锥形;当 $N \rightarrow +\infty$ 时,此时式(3)的第三项趋近于 0,因此

$$x = \frac{a}{2} + L\tan\alpha, \tag{5}$$

可以看到,此时破裂区域半径与后锚面相同,即为圆柱形破裂形式;当 N 值由于地质条件、结构形式取值介

于 $0 \sim +\infty$ 时, 破裂面形式也将介于倒锥形与圆柱形之间, 即为喇叭形破坏形式. 可见, 式(2)可以包括常见的所有破坏形式, 只需要根据具体情况选取合适的 N 值, 进而得到该破裂面下的极限承载力.

1.2 倒锥台破坏形式极限承载力公式推导

得到具体破裂面线形后, 下面开始极限承载力公式的推导计算, 为简化计算, 将锚塞体竖直放置, 可以得到土压力 Q 与计算土压力 Q' 的关系:

$$Q' = Q \sin \beta. \quad (6)$$

同时可以得到侧向土压力 E 与计算侧向土压力 E' 的关系:

$$E' = KQ \sin \beta, \quad (7)$$

式中, $Q = \gamma(H - z - \Delta z/2)$ 为土压力, $K = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$ 为土侧压力系数.

如图2所示, 取一微段进行受力分析, 从破裂面表面受力角度来看, 微段在破裂面所受到的法向应力 σ_p 为

$$\sigma_p = \Delta Q' \cos \theta + \Delta E' \sin \theta. \quad (8)$$

当岩体发生破坏时, 破裂面应满足 Mohr-Coulomb 破坏准则, 因此破坏面上的剪应力为

$$\tau_p = [\tau] = \sigma_p \tan \varphi + c. \quad (9)$$

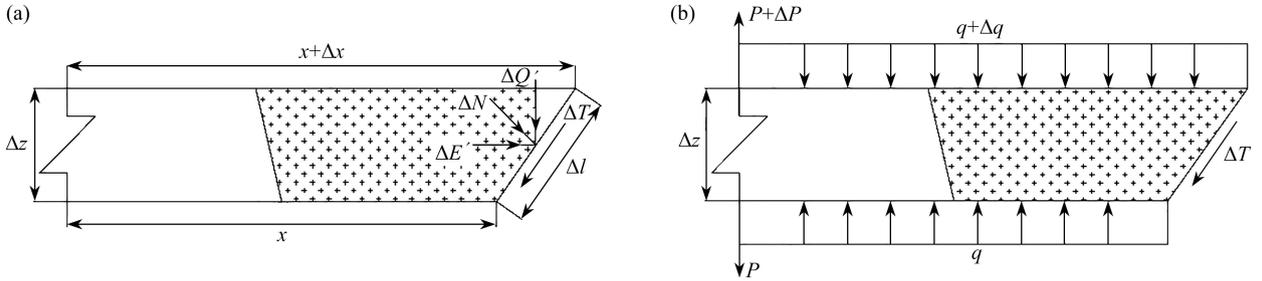


图2 微段受力图示

Fig. 2 Micro-segment stress diagrams

考虑到微段侧表面积及其截面形式, 可以得到微段法向线压力 ΔN 和切向线压力 ΔT :

$$\Delta N = \gamma \left(H - z - \frac{\Delta z}{2} \right) (\cos \theta + K \sin \theta) \frac{\Delta z}{\sin \theta} \sin \beta, \quad (10)$$

$$\Delta T = \gamma \left(H - z - \frac{\Delta z}{2} \right) (\cos \theta + K \sin \theta) \frac{\Delta z \tan \varphi + \sin \beta}{\sin \theta} + \frac{c \Delta z}{\sin \theta}, \quad (11)$$

式中, $q = \gamma(H - z)$ 为上下层土体均布土压力. 对微段竖向进行受力平衡分析, 可得到

$$P + \Delta P + qA_x = P + (q + \Delta q)A_{x+\Delta x} + \gamma V_{\Delta z} + \Delta T U_{\Delta z} \sin \theta + \Delta N U_{\Delta z} \cos \theta, \quad (12)$$

式中, $P, \Delta P$ 分别为主缆缆力与缆力增量, A_x 为微段底面表面积, $A_{x+\Delta x}$ 为微段顶面表面积, $V_{\Delta z}$ 为微段体积, $U_{\Delta z}$ 为微段侧面周长.

将各几何参数代入式(12), 整理后可以得到

$$\begin{aligned} \Delta P = & \pi q \Delta x (2x + \Delta x) + \Delta q (x + \Delta x)^2 + \pi \Delta z \gamma \left(x + \frac{\Delta x}{2} \right)^2 + \\ & 2\pi \left(x + \frac{\Delta x}{2} \right) \left[\gamma \Delta z \left(H - z - \frac{\Delta z}{2} \right) (\cos \theta + K \sin \theta) (\tan \varphi + \cot \theta) \sin \beta + c \Delta z \right]. \end{aligned} \quad (13)$$

最后将式(13)等号两边同时除以 Δz , 取极限积分后可以得到倒锥形破坏形式下的极限承载力:

$$P = 2\pi \gamma H \int_0^H x \left[\left(1 - \frac{z}{H} \right) [\cot \theta + \sin \beta (\cos \theta + K \sin \theta) (\tan \varphi + \cot \theta)] + \frac{c}{\gamma H} + \frac{x}{2H} \right] dz. \quad (14)$$

根据三角函数关系 $\cot \theta = \frac{1}{\tan \theta} = \frac{dx}{dz}$, $\cos \theta = \sqrt{\frac{1}{1 + \tan^2 \theta}}$, $\sin \theta = \sqrt{\frac{\tan^2 \theta}{1 + \tan^2 \theta}}$, 将式(1)和式(2)代入式

(14) 即可得到关于 N 的参数方程, 根据条件选取适合的 N 值即可得到倒锥形破坏的极限承载力.

从式(14)中可以看到,参数 N 值的变化会直接导致前锚面处破裂面大小的变化,从而改变破裂面的线形,最终改变隧道锚的承载力,图 3 为以某实桥参数计算得到的承载力随 N 值的变化曲线,可以看到,随着 N 值的增大,倒锥形破坏形式下的隧道锚极限承载力不断减小,并且减小幅度越来越缓.当参数 N 从 0 增加至 1 时,此时降低幅度最为明显,承载力由 8×10^6 kN 陡降至 4.4×10^6 kN,降低幅度约为 45%,随着参数 N 的继续增加,曲线逐渐与 x 轴平行,极限承载力逐渐趋向于一个定值,将 $N = +\infty$ 代入,通过极限运算可以得到这种情况下的极限承载力约为 2.47×10^6 kN.

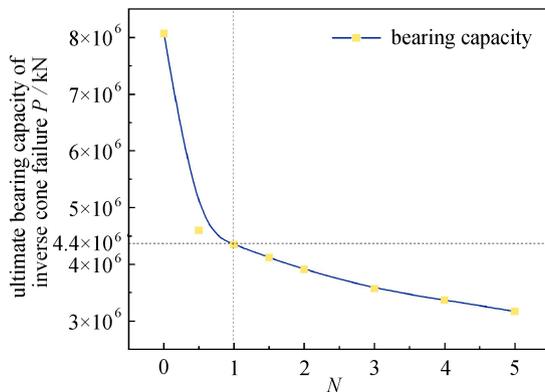


图 3 承载力随 N 值变化曲线

Fig. 3 The bearing capacity curve with the value of N

如图 4 所示,当参数 N 取值为 0 时,此时倒锥形破坏为形式为倒置的圆锥体,此时破坏面范围最大,随着参数 N 的不断增大,破裂面在地表的破裂半径逐渐减小,使得破裂区域整体范围减小,导致极限承载力不断减低,直到参数 $N = +\infty$ 时,此时破裂面在地表的破坏半径与后锚面半径一致,此时承载力达到最小值.同时由承载力公式可以看到,参数 N 处于指数位置,它的改变会极大地影响最终的承载力,因此可以看到参数 N 由 0 增加到 1 时,破裂范围的变化最大,因此此时承载力的降低幅度也是最大的.

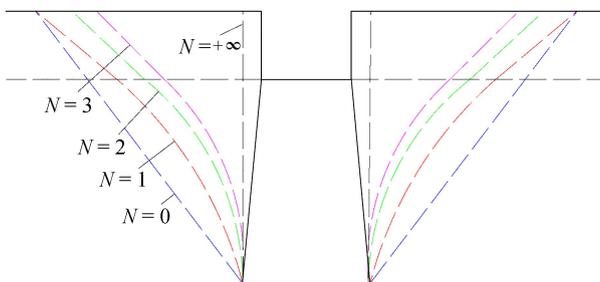


图 4 破坏范围随参数 N 值变化示意图

Fig. 4 The damage range changing with parameter N

1.3 界面破坏极限承载力计算公式推导

当围岩完整程度较好,岩体整体强度较高时,破坏面会沿着锚岩接触面向地表延伸,此时会发生界面破坏,界面破坏下的锚体会受到周围岩体的挤压力作用,这种应力属于一种附加应力,本文利用 Mindlin 应力解对其进行进一步推导^[25].

1.3.1 隧道锚附加应力

如图 5 所示,假设散索鞍将主缆荷载均匀分布在后锚面,边长为 a ,均布荷载作用大小为 q ,深度为 H ,锚体埋深为 h ,锚体长度为 L ,可以得到隧道锚附加轴向应力 $\sigma_z(z)$:

$$\sigma_z(z) = \frac{-p}{4\pi(1-\mu)} \left\{ (1-\mu) \left[\tan^{-1} \frac{a^2}{z_1 R_1} + \tan^{-1} \frac{a^2}{z_2 R_2} \right] + \frac{a^2 z_1 (R_1^2 + z_1^2)}{2r_1^4 R_1} + \frac{a^2 [H + (3 - 4\mu)z] (R_2^2 + z_2^2)}{2r_2^4 R_2} + \frac{2a^2 H z z_2 (2R_2^2 + r_2^2)}{R_2^3 r_2^4} \right\}, \quad (15)$$

式中, $z_1 = z - H, z_2 = z + H, R_1^2 = 2a^2 + z_1^2, R_2^2 = 2a^2 + z_2^2, r_1^2 = a^2 + z_1^2, r_2^2 = a^2 + z_2^2, z$ 为计算点距地表深度; μ 为周围土体 Poisson 比。

取微段进行受力分析, 假设轴力在截面处均匀分布, 可得到平衡方程:

$$N(z) + dN(z) = N(z) + \sigma_N(z) (\sin \alpha) U(z) dz + \tau(z) (\cos \alpha) U(z) dz, \quad (16)$$

式中, $\sigma_N(z)$ 为 z 截面处附加法向应力; $\tau(z)$ 为 z 截面处附加摩阻力; $N(z) = \sigma_z(z) A(z)$ 为 z 截面轴力; $A(z) = a - 2(H - z) \tan \alpha$ 为 z 截面面积; $U(z) = 4[a - 2(H - z) \tan \alpha]$ 为 z 截面周长。

根据 Mohr-Coulomb 屈服准则得到切向应力, 代入式 (16) 并化简, 可得到附加法向应力表达式为

$$\sigma_N(z) = \frac{4\sigma_z(z) \tan \alpha [a + 2(z - H) \tan \alpha] + (\sigma_z(z))' A(z) - cU(z) \cos \alpha}{U(z) (\sin \alpha + \tan \alpha \cos \alpha)}, \quad (17)$$

式中

$$\begin{aligned} (\sigma_z(z))' = \frac{-p}{4\pi(1-\mu)} & \left\{ (\mu - 1) \left[\frac{a^2(R_1^2 + z_1^2)}{a^2R_1 + z_1^2R_1^3} + \frac{a^2(R_2^2 + z_2^2)}{a^2R_2 + z_2^2R_2^3} \right] + \right. \\ & \frac{a^2 \left[(2a^2 + 6z_1^2)r_1^4R_1 - z_1 \left(4z_1r_1^2R_1 + \frac{z_1^4r_1^4}{R_1} \right) (R_1^2 + z_1^2) \right]}{2(r_1^4R_1)^2} + \\ & \frac{a^2 \left[(3 - 4\mu)(R_2^2 + z_2^2) + 4z_2[H + z(3 - 4\mu)]r_2^4R_2 - \left(4z_2r_2^2R_2 + \frac{z_2^4r_2^4}{R_2} \right) [H + (3 - 4\mu)z] \right]}{2(r_2^4R_2)^2} + \\ & \left. \frac{2a^2H \left[(2z + H)(5a^2 + 3z_2^2) + 6zz_2^2 \right] R_2^3r_2^4 - [3z_2R_2r_2^4 + 4z_2r_2^2R_2^3] [2z_2(2R_2^2 + r_2^2)]}{(r_2^4R_2^3)^2} \right\}. \quad (18) \end{aligned}$$

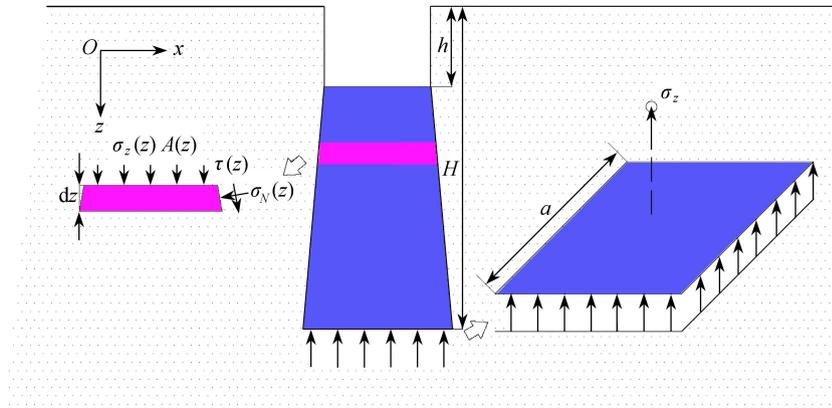


图5 考虑附加应力下的隧道锚受力图

Fig. 5 The anchorage force diagram with additional stress

1.3.2 隧道锚自重应力

对于自重应力的计算应包括两方面, 隧道锚自重以及周围土体给予锚碇的法向应力和侧摩阻力, 由于锚碇扩展角一般较小, 试算后得到法向应力在锚碇轴向处分量很小, 因此扩展角对锚碇自重应力影响不大, 在此, 本文按照等截面考虑。需要注意的是, 如图6所示, 锚碇下表面由于受到锚碇自重影响, 其法向应力和侧摩阻力相比其他面更大一些, 偏于安全考虑, 将 BC 面法向应力和摩阻力按照 AD 面考虑, 可得到微段受力平衡方程:

$$\Delta P_G = 4a\Delta z(\sigma_G \tan \varphi + c) + \Delta G \sin \beta, \quad (19)$$

式中, $\sigma_G = \Delta Q \cos \beta + K \Delta Q \sin \beta$; $\Delta Q = \gamma z \sin \beta$ 为微段土压力。

两边取极限积分可得

$$P_G = 2a'Ly \tan \varphi \sin \beta (K \sin \beta + \cos \beta) (L + 2h) + 4a'cL + G \sin \beta. \quad (20)$$

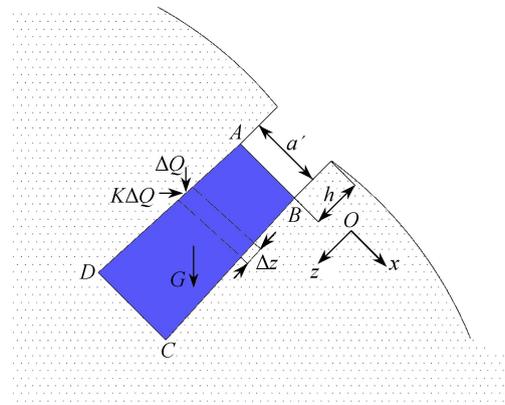


图 6 考虑自重应力下的锚碇受力图

Fig. 6 The anchorage force diagram with self-weight stress

1.3.3 隧道锚界面破坏极限承载能力计算公式

由式(15)计算可以得到长度-轴力曲线,如图 7 所示.可以看出,从后锚面至前锚面隧道锚轴向应力是递减的,而且衰减速度很快,前锚面(长度为 0 处)应力基本为零,得到的结果与规律与文献[22] 试验得到轴力图接近.同时可以看到,不同截面形式的轴向应力存在差异,城门洞截面形式下的轴向应力相比于矩形截面要略大一些,且城门洞截面形式下前后锚面的应力差别更大.

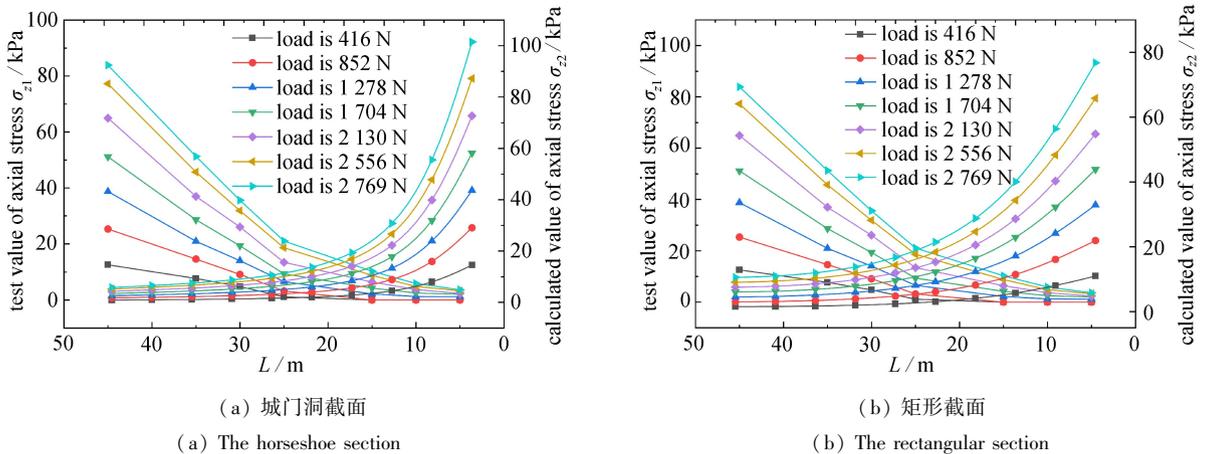


图 7 隧道锚轴力分布室内试验值^[22]与理论值对比图

Fig. 7 Comparison between test values^[22] and theoretical values of TTA axial force distributions

注 为了解释图中的颜色,读者可以参考本文的电子网页版本,后同.

在实际工程中,使用 Mindlin 解进行求解是非常复杂的,因此通常采用峰值剪应力控制法来求解最大承载力,文献[17]借助 Mindlin 解得出的附加应力沿锚碇长度呈现一种先增后减的变化,峰值点一般出现在距后锚面 $L/3$ 处,因此有

$$\sigma_p(z') = \begin{cases} \frac{3[\sigma_p]}{2L} z', & z' \leq \frac{2L}{3}, \\ 3[\sigma_p] - \frac{3[\sigma_p]}{L} z', & z' > \frac{2L}{3}, \end{cases} \quad (21)$$

式中 $[\sigma_p] = \frac{[\tau_f] - c - \sigma_G \tan \varphi}{\tan \varphi}$, $[\tau_f]$ 为围岩锚碇界面容许强度; z' 为以锚碇前锚面为坐标零点的竖向距离.

锚碇围岩界面因附加应力产生的法向应力与摩阻力为

$$N = \int_0^L \sigma_p(z') U(z') dz', \quad (22)$$

$$T = N \tan \varphi, \quad (23)$$

式中, $U(z) = 4(a' + 2z' \tan \alpha)$; a' 为前锚面边长. 因此由附加应力提供的承载能力为

$$P_a = (\sin \alpha + \tan \varphi \cos \alpha) \frac{[\sigma_p] L (60 \tan(\alpha L) + 90 a')}{27}. \quad (24)$$

锚碇围岩界面破坏形式下的极限承载力为

$$P_s = (\sin \alpha + \tan \varphi \cos \alpha) \frac{[\sigma_p] L (60 \tan(\alpha L) + 90 a')}{27} + 2a' L \gamma \tan \varphi \sin \beta (K \sin \beta + \cos \beta) (L + 2h) + 4a' c L + G \sin \beta. \quad (25)$$

2 工程应用及验证

目前工程中尚没有隧道锚因达到极限承载力而发生破坏的实例, 因此本文进行对比的数据多来自通过现场或室内缩尺试验得到、或前人公式计算得出的结果. 查阅相关文献后, 云南普立特大桥、丽香金沙江特大桥、绿汁江大桥、湖北四渡河大桥、宜昌伍家岗大桥相关岩体参数等资料较为详细, 能够满足公式中参数的选取, 并且也有相应室内外缩尺试验结果作为对比数据, 因此选取以上 5 座国内实桥作为工程背景进行分析验证.

2.1 隧道锚承载能力计算

首先以云南普立特大桥作为背景桥进行承载能力计算, 将各参数代入, 可以分别得到界面破坏形式下由自重应力和附加荷载所提供的抵抗力为 $P_G = 1\,944\,400$ kN 和 $P_a = 392\,610$ kN, 因此计算得到界面破坏形式下极限承载力 $P = 2\,337\,000$ kN, 约为设计荷载. 各参数代入式(25)可得倒锥形破坏承载力, 约为设计承载力的 23 倍, 这与文献[8]中计算得到安全系数为 20 的结论相近, 其余实桥界面破坏承载力计算结果见图 8 和表 1, 可以看到本文计算结果与文献[7-8, 17, 26]结果基本一致.

表 1 界面破坏形式极限承载力计算表

Table 1 Calculation results of ultimate bearing capacities of the interface failure mode

bridge name	parameter									calculation result	
	$\gamma / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	$\varphi / (^\circ)$	$a / (^\circ)$	L / m	c / kP	H / m	K	$\beta / (^\circ)$	P_U / kN	this paper	ref. [7-8, 17, 26]
Sidu River Bridge	24	24	5	40	1 100	70	0.5	35	2 678 100	11.9	9
Wujiagang Bridge	25	27	4.5	45	800	90	0.5	40	3 007 100	13.73	16
Puli Bridge	25	37	5	35	1 100	60	0.5	42	2 337 000	23.09	20
Jinsha River Bridge	25	27	5.5	45	400	95	0.5	35	2 585 500	8.32	7.38

倒锥形破坏计算存在参数 N 的取值问题, 为验证倒锥形破坏形式承载力公式的合理性, 根据文献[8]计算结果, 可以得到普立特大桥隧道锚围岩发生整体屈服时的极限承载力为 $4\,447\,760$ kN. 根据图 3 承载力随 N 值变化曲线, 可以得到该承载力下的 N 值约为 1, 虽然不同隧道锚围岩地质条件存在差异, 但隧道锚选址的前提是具有较好的围岩完整性及较高的岩体强度. 因此接下来以 1 作为参数 N 选取的中间值, 根据不同地质条件调整参数 N 的取值大小, 对不同实桥隧道锚的倒锥形破坏极限承载力进行计算, 计算参数及最终结果见图 9 和表 2, 可以看到同一实桥隧道锚倒锥形破坏形式下的承载力计算值与文献值较为接近, 可证明本文所推导公式的合理性.

2.2 影响隧道锚承载能力的因素分析

如图 10 所示, 云南普立特大桥隧道锚发生界面破坏时, 克服岩锚接触面黏聚力所需要的力为 $1\,232\,000$ kN, 约占 53%, 是承载力的主要来源, 岩锚接触面摩阻力所提供的承载力约占 44%, 其中因拉拔力产生附加应力贡献的承载力约为 $400\,000$ kN, 约占总承载能力的 17%, 约 3% 的承载力由锚体自重提供. 分析图 10 可知, 对于 4 座悬索桥, 除去金沙江特大桥锚岩接触面自身黏结力较小外, 其余各桥承载力主要来源排序均为: 黏聚力 > 界面摩阻力 > 附加应力 > 锚体自重沿轴向分量, 这是因为, 本文以锚岩各接触面全部达到破坏状态作为承载力的极限状态, 此时隧道锚处于完全失去承载力的状态, 继续施加缆力会使得锚岩接触面岩体迅速发

生断裂破坏而导致锚塞体整体拔出,因此在达到这种状态时,接触面黏聚力所能提供的承载力是最大的.同样地,对于倒锥形破坏,破坏发生在围岩内部,一方面考虑整个破裂面发生剪切破坏并且完全贯通,所需要克服破裂面黏结力的拉拔力非常大;另一方面,发生界面破坏时只需考虑锚塞体本身自重,而倒锥形破坏不仅考虑锚塞体本身重量,整个岩体破裂被拉出的过程,破裂面内岩体的自重也对抵抗拉拔荷载发挥了重要作用.

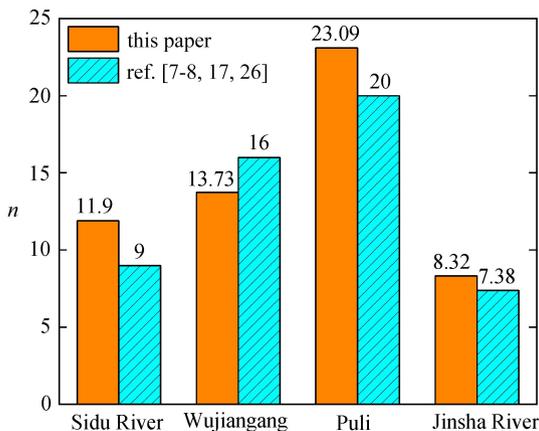


图 8 倒锥形破坏形式下计算结果与现有文献结果对比

Fig. 8 Comparison of calculation results and existing literature results under the inverse cone failure mode

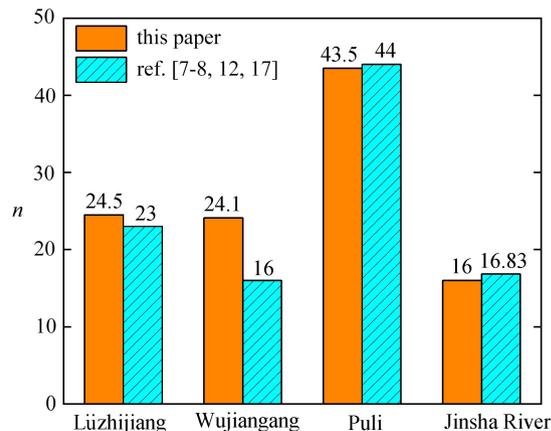


图 9 界面破坏形式下计算结果与现有文献结果对比

Fig. 9 Comparison of calculated results with existing literature results under the interface failure mode

表 2 倒锥台破坏形式极限承载力计算表

Table 2 Calculation results of ultimate bearing capacities for the inverse cone failure mode

bridge name	parameter									calculation result	
	$\gamma / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	$\varphi / (^\circ)$	a / m	L / m	c / kP	H / m	$\beta / (^\circ)$	K	P_U / kN	this paper	ref. [7-8, 12, 17]
Lüzhijiang Bridge	22	30	9.8	40	900	70	35	1	4 023 000	24.5	23
Wujiangang Bridge	25	27	10.1	45	800	90	40	1.15	5 256 402	24.1	16
Puli Bridge	25	37	8	35	1 100	60	42	1	4 404 200	43.5	44
Jinsha River Bridge	25	27	11.6	45	400	95	35	0.97	5 681 200	18	16.83

为了细化各参数以及参数之间相互影响对界面破坏形式下的极限承载力的影响程度,采用控制变量的方法,对两种破坏形式下各参数变化对承载力的影响进行分析.

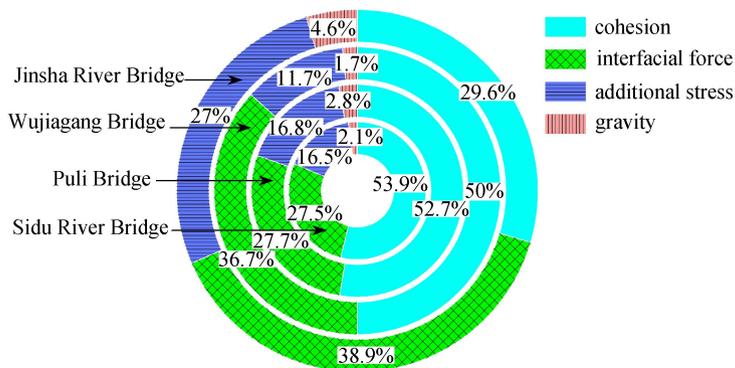


图 10 界面破坏各部分承载力占比

Fig. 10 Bearing capacity ratios of the interfacial failure

图 11 表示了界面破坏形式下隧道锚长度 L 、扩展角 α 、黏聚力 c 以及倾斜角 β 变化对承载力的影响.可以看到,在影响界面破坏形式承载力的参数中,长度、内聚力以及扩展角对承载力的影响是单调增加的,而倾斜角对承载力的影响呈现先增加后减小的变化趋势.

从图 11(a)、11(b)、11(c)中可以看出,当控制其余 3 个变量保持不变时,承载力随长度的增加呈现近

线性增加的趋势;从图 11(a)、11(d)、11(e)中可以看到,当控制其余 3 个变量保持不变时,承载力随扩展角的增加逐渐增加,当扩展角介于 $0^\circ \sim 80^\circ$ 时,承载力增加速度很慢,说明此时承载力对扩展角的变化影响并不明显,但当扩展角大于 80° 时,承载力开始迅速增加,这是因为当扩展角接近时,锚塞体长度将变得极小,但宽度将变得极大,此时锚塞体与围岩的接触面积也将趋近于无限大,因此在这阶段承载力急速增加;由图 11(b)、11(d)、11(f)可以看出,随着黏聚力的增加,承载力的变化接近于线性,增长速度保持不变;最后从图 11(c)、11(e)、11(f)中可以看出,当倾斜角处于 $0^\circ \sim 60^\circ$ 时,承载力随倾斜角的增大而不断增大,此时锚塞体倾斜角继续增大会导致承载能力的降低,说明隧道锚的倾斜程度存在一个最优角度,在此最优倾斜角度下,隧道锚的极限承载力最大。

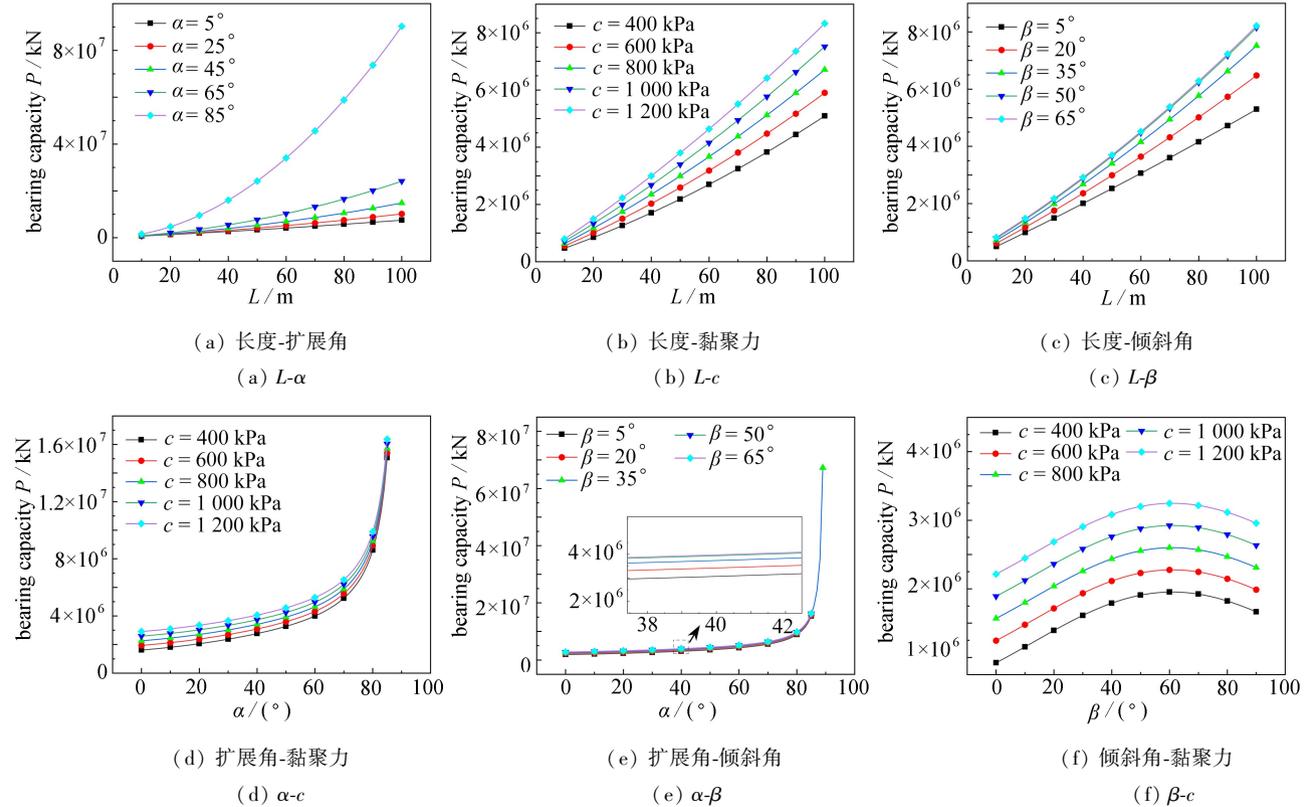
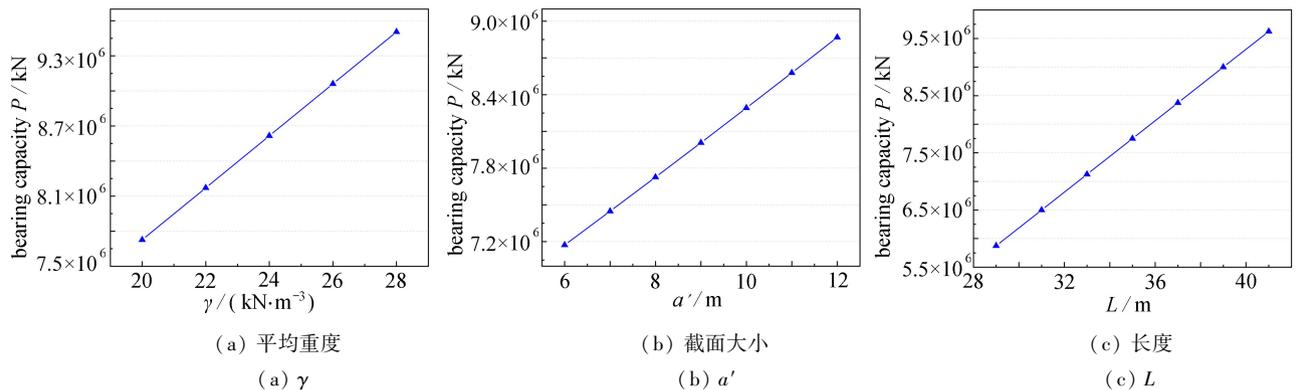


图 11 界面破坏各部分承载力占比

Fig. 11 Bearing capacity ratios of the interfacial failure

图 12 为倒锥形破坏形式下隧道锚承载力随各参数的变化曲线,在参数中,锚岩平均重度、锚面截面大小、锚塞体长度、围岩内黏聚力对承载力的影响是近似线性的,承载力都随着各参数的增加不断增大,但锚塞体倾斜角对隧道锚承载力的影响是非线性的,随着倾斜角的增大,极限承载力不断增大,但可以看到曲线斜率逐渐减小,说明倾斜角对于承载力的影响逐渐减小。



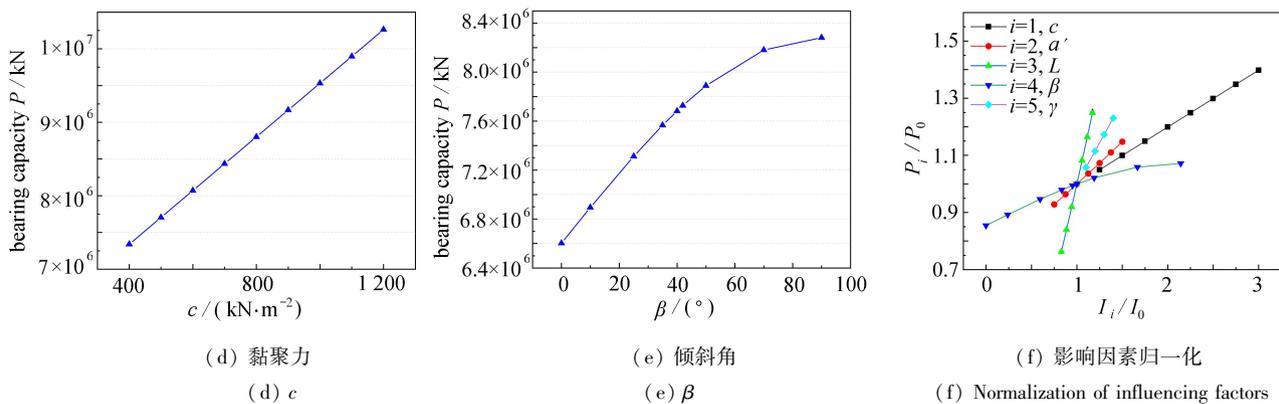


图 12 界面破坏各部分承载力占比

Fig. 12 Bearing capacity ratios of the interfacial failure

如图 12(f) 所示,为了更好地分析各参数对倒锥形破坏形式下隧道锚承载能力的影响程度,对各参数 I_i 和极限承载力 P_i 进行归一化处理得到的 I_i/I_0 与 P_i/P_0 的关系曲线,其中, I_i 为各因素变化参数值 ($i = 1, 2, 3, 4, 5$), I_0 为实际工况各参数值, P_i 为变化参数下极限承载力 ($i = 1, 2, 3, 4, 5$), P_0 为实际工况下极限承载力。可以看到,各影响因素对于隧道锚承载能力影响存在差异,拟合后得到 5 条曲线的斜率值分别为 $k_1 = 0.232$, $k_2 = 0.292$, $k_3 = 1.420$, $k_4 = 0.101$, $k_5 = 0.575$, 说明锚塞体长度对承载能力的影响最大,其次分别为平均重度、截面大小、黏聚力,影响程度最小的是隧道锚倾斜角。

3 隧道锚数值模型计算分析

3.1 不同主缆拉力下的锚塞体塑性区延展分析

采用 FLAC3D 进行三维数值模拟分析,锚塞体及围岩均采用 Mohr-Coulomb 模型,模型尺寸为 $210 \text{ m} \times 240 \text{ m} \times 230 \text{ m}$,边界采用底面三向约束,侧面法向约束,顶面自由。

设计荷载 $101\ 202 \text{ kN}$ ($1P$) 为初始荷载,以 $1P$ 为荷载梯度进行加载,不同荷载下锚碇及围岩塑性区如图 13 所示,荷载直至 $13P$ 前基本无塑性区产生, $13P \sim 19P$ 时,塑性区分布较为分散,但主要集中于锚碇中轴线上拱顶部位,后锚面附近多于前锚面,此时岩锚充分发挥其协同作用,拉拔荷载作用下,岩体内微小裂缝被压密,承载能力随荷载增加小幅度提高,这一阶段锚塞体与围岩靠近拉拔力部分已经进入塑性;继续增加荷载至 $19P$ 时,塑性区迅速增加扩散至整个拱顶部位,说明此时塑性区延展至岩锚接触面并随着荷载作用开始迅速扩大,直至塑性区贯通整个岩锚接触面,锚碇丧失全部承载能力,此时荷载介于 $21P \sim 24P$ 之间,与表 1 计算结果接近,同时可以看出隧道锚发生两种破坏的界限并不明显,拱顶处破裂面呈现倒锥形,但锚塞体底部破坏面则是沿着锚岩接触面,因此实际破坏过程中应为两种形式的结合。

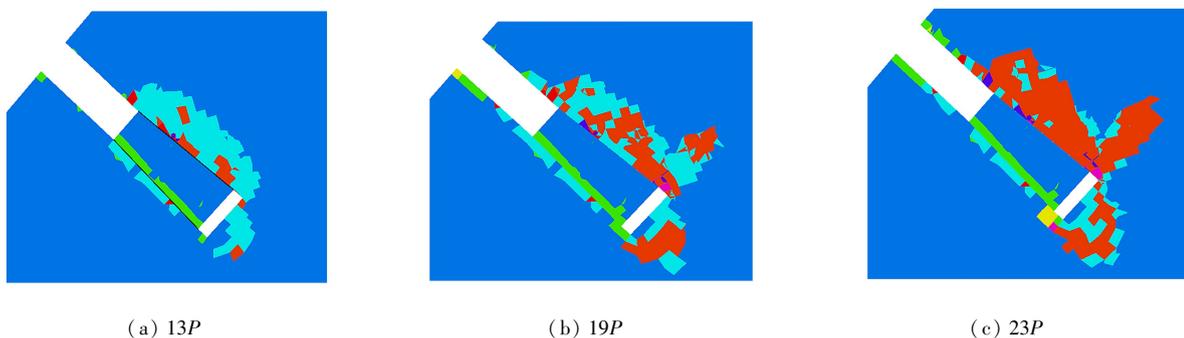


图 13 不同荷载作用下隧道锚围岩塑性区分布图

Fig. 13 Distributions of the plastic zone of anchorage surrounding rock under different loads

3.2 不同主缆拉力下的锚岩位移曲线

设计缆力-位移图如图 14 所示,位移随缆力增加而逐渐增加,其中锚塞体位移与缆力基本呈线性关系,这是因为相较于围岩,锚塞体的内黏聚力以及抗压强度更高,在不同缆力作用下基本都处于弹性阶段,围岩位

移曲线可分为3个阶段:第一阶段围岩在拉拔荷载下同时受到切向和法向挤压作用,而在低缆力阶段切向力不足以克服岩体内黏聚力,因此轴向位移增加不明显,直至荷载达到 $15P$ 左右,曲线出现明显拐点进入第二阶段,说明此时部分围岩在拉拔荷载带动下已经克服岩体自身黏聚力进入塑性,继续增加缆力至 $20P$ 左右,曲线再次出现拐点,围岩位移斜率再次增加,此时围岩塑性区已经延伸至整个接触面,但整体位移变形仍然为线性,说明隧道锚仍具备承载能力,但此时缆力已经超过现有承载能力,锚岩截面已经不再稳定,荷载施加至 $25P$,整体位移出现不收敛现象,说明锚碇达到极限承载状态.锚岩相对位移曲线随着缆力的增加呈现先增加后减小的趋势,这是因为随着缆力的增加围岩逐渐进入塑性流动状态,位移迅速增加,而锚塞体仍处于弹性阶段,相较于围岩位移增加缓慢,因此在 $15P \sim 20P$ 之间达到最大值之后开始逐渐减小.通过对比锚塞体位移与围岩位移可以看出,当缆力达到 $15P$ 左右时,两者同时出现拐点,原因是围岩此时进入塑性阶段,而锚碇侧向束缚减小而出现了位移的突变,但此时锚塞体仍处于弹性阶段,因此斜率未发生改变.

对比云南普立特大桥理论结果和塑性区与位移曲线,可以发现隧道锚工作过程有明显的3个阶段,如图15所示.阶段I为锚岩协同工作阶段,围岩在拉拔荷载产生的挤压作用下,内部微小裂缝逐渐压密,锚岩接触面塑性区开始部分发展;当拉拔荷载达到一定值时($15P \sim 19P$),处于阶段II,此时拉拔荷载的切向力逐渐克服围岩抗剪强度,塑性区发展迅速,并逐渐延伸至整个接触面,锚岩整体位移开始显著增加,隧道锚仍可以继续承载,该阶段为围岩屈服阶段;继续增加荷载,进入阶段III,围岩塑性区逐步贯通(至 $23P$ 左右),此时塑性区向围岩内部大范围发展,锚岩接触面出现大量拉剪破坏,此时隧道锚基本丧失承载能力,即该阶段为隧道锚的破坏阶段.现有文献试验结果表明,存在隧道锚在数十倍设计缆力仍处于稳定状态的现象,而现有承载力计算公式往往得不到如此大的结果,究其原因在于隧道锚的破坏模式并不是固定的,正如本文数值模拟结果显示,存在倒锥形与界面破坏两种形式的结合破坏模式,实际工程中由于工程所处地质条件不同,缆力向围岩内部传递情况存在差异,因此如何界定两种破坏模式发生的条件是下一步亟需做的工作.

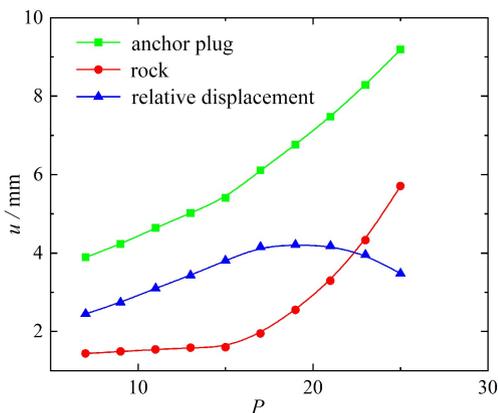


图14 不同缆力下锚碇轴向位移

Fig. 14 Displacements of the anchorage under different cable forces

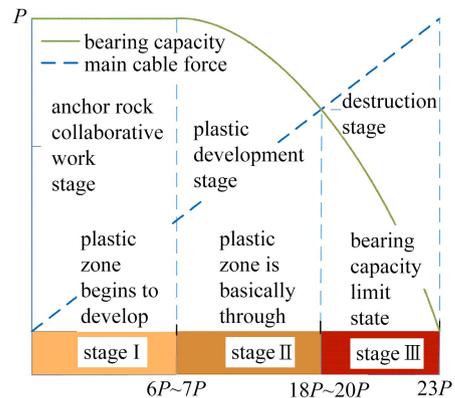


图15 隧道锚承载阶段图

Fig. 15 The bearing stage diagram of the TTA

4 结 论

本文主要研究了隧道锚受力与传力机制,对两种破坏形式下隧道锚的极限承载力进行了推导,并通过工程实例与数值分析进行了计算论证,具体结论如下:

1) 倒锥形破坏形式下的破裂面线形公式可采用幂指数函数形式来表示,指数参数 N 取值与地质条件有关, N 值越大,破裂面范围越小,最终计算承载力越小,不同实桥计算分析得到 N 取值应介于 $0.5 \sim 1.5$ 之间.

2) 根据公式计算得到的承载力与前人试验结果接近,验证了本文公式的合理性,不同破坏形式下隧道锚承载力有较大差异,发生倒锥形破坏所需要的拉拔力要远大于发生界面破坏的拉拔力;隧道锚极限承载力与锚塞体长度 L 、岩体黏聚力 c 呈线性正相关;在低扩展角 α 情况下,极限承载力与其呈线性相关,当扩展角 α 达到 80° 以上时,承载力会急剧上升;随着倾斜角 β 的增加,承载力会发生先增加后减小的趋势,承载力峰值点位于 $\beta = 60^\circ$ 附近.

3) 依托云南普立特大桥为工程背景,利用FLAC3D软件建立隧道锚围岩模型施加逐级超载试验,发现

隧道锚工作过程呈现明显三阶段,隧道锚达到承载极限时缆力介于设计缆力的21~24倍,与文中公式计算得到结果基本一致。分析其塑性区,发现隧道锚不同部位发生破坏形式存在不同,顶部和底部存在较大差异,实际破坏过程应该是两种破坏模式的结合。

参考文献(References):

- [1] 刘新荣,韩亚峰,景瑞,等.隧道锚承载特性、变形破坏特征及典型案例分析[J].地下空间与工程学报,2019,15(6):1780-1791.(LIU Xinrong, HAN Yafeng, JING Rui, et al. Bearing characteristics, deformation failure characteristics and typical case studies of tunnel-type anchorage[J]. *Chinese Journal of Underground Space and Engineering*, 2019, 15(6): 1780-1791.(in Chinese))
- [2] 余美万,张奇华,喻正富,等.基于夹持效应的普立特大桥隧道锚现场模型试验研究[J].岩石力学与工程学报,2015,34(2):261-270.(YU Meiwan, ZHANG Qihua, YU Zhengfu, et al. Field model experiment on clamping effect of tunnel-type anchorage at Puli Bridge[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2015, 34(2): 261-270. (in Chinese))
- [3] 廖明进,王全才,袁从华,等.基于楔形效应的隧道锚抗拔承载能力研究[J].岩土力学,2016,37(1):185-192.(LIAO Mingjin, WANG Quancai, YUAN Conghua, et al. Research on the pull-out capacity of the tunnel-type anchorage based on wedge-effect[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2016, 37(1): 185-192. (in Chinese))
- [4] 王东英,尹小涛,杨光华.悬索桥隧道式锚碇夹持效应的试验研究[J].岩土力学,2021,42(4):1003-1011.(WANG Dongying, YIN Xiaotao, YANG Guanghua. Experimental study on the clamping effect of suspension bridge tunnel-type anchorage[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2021, 42(4): 1003-1011. (in Chinese))
- [5] HAN Yafeng, LIU Xinrong, LI Dongliang, et al. Model test on the bearing behaviors of the tunnel-type anchorage in soft rock with underlying weak interlayers[J]. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 2020, 79: 1023-1040.
- [6] 汤华,熊晓荣,邓琴,等.普立特大桥隧道式锚碇围岩系统的变形规律及破坏机制[J].上海交通大学学报,2015,49(7):961-967.(TANG Hua, XIONG Xiaorong, DENG Qin, et al. Deformation law and failed mechanism of anchorage-surrounding rock system of Puli Extra-Large Bridge[J]. *Journal of Shanghai Jiaotong University*, 2015, 49(7): 961-967. (in Chinese))
- [7] 江南,冯君.铁路悬索桥隧道式锚碇受载破裂力学行为研究[J].岩石力学与工程学报,2018,37(7):1659-1670.(JIANG Nan, FENG Jun. Damage behavior of tunnel-type anchorages of railway suspension bridges under loading[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2018, 37(7): 1659-1670. (in Chinese))
- [8] 张奇华,余美万,喻正富,等.普立特大桥隧道锚现场模型试验研究:抗拔能力试验[J].岩石力学与工程学报,2015,34(1):93-103.(ZHANG Qihua, YU Meiwan, YU Zhengfu, et al. Field model tests on pullout capacity of tunnel-type anchorages of Puli Bridge[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2015, 34(1): 93-103. (in Chinese))
- [9] 余美万,张奇华,高利萍,等.金东大桥隧道锚现场模型试验及承载能力分析[J].岩土工程学报,2021,43(2):338-346.(YU Meiwan, ZHANG Qihua, GAO Liping, et al. Field model tests and bearing capacity analysis of tunnel anchorage of Jindong Bridge[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2021, 43(2): 338-346. (in Chinese))
- [10] 庞正江,孙豪杰,赖其波,等.1:10隧道锚缩尺模型的变形及应力特性[J].岩石力学与工程学报,2015,34(S2):3972-3978.(PANG Zhengjiang, SUN Haojie, LAI Qibo, et al. Deformation and stress characteristics of tunnel-type anchorage model on scale 1:10[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2015, 34(S2): 3972-3978.(in Chinese))
- [11] 李栋梁,刘新荣,李俊江,等.浅埋软岩隧道式锚碇稳定性原位模型试验研究[J].岩土工程学报,2017,39(11):2078-2087.(LI Dongliang, LIU Xinrong, LI Junjiang, et al. Stability of shallowly buried soft rock tunnel anchorage by in-situ model tests[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2017, 39(11): 2078-2087. (in Chinese))
- [12] 王东英,汤华,尹小涛,等.隧道式锚碇承载机制的室内模型试验探究[J].岩石力学与工程学报,2019,38(S1):2690-2703.(WANG Dongying, TANG Hua, YIN Xiaotao, et al. Study on the bearing mechanism of tunnel-type anchorage based on laboratory model test[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engi-*

- neering*, 2019, **38**(S1): 2690-2073. (in Chinese))
- [13] JIANG Nan, WANG Duo, FENG Jun, et al. Bearing mechanism of a tunnel-type anchorage in a railway suspension bridge[J]. *Journal of Mountain Science*, 2021, **18**(8): 2143-2158.
- [14] 江南, 黄林, 冯君, 等. 铁路悬索桥隧道式锚碇设计计算方法研究[J]. 岩土力学, 2020, **41**(3): 999-1009. (JIANG Nan, HUANG Lin, FENG Jun, et al. Research on design and calculation method of tunnel-type anchorage of railway suspension bridge[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2020, **41**(3): 999-1009. (in Chinese))
- [15] 张奇华, 李玉婕, 余美万, 等. 隧道锚围岩抗拔机制及抗拔力计算模式初步研究[J]. 岩土力学, 2017, **38**(3): 810-820. (ZHANG Qihua, LI Yujie, YU Meiwan, et al. Preliminary study of pullout mechanisms and computational model of pullout force for rocks surrounding tunnel-type anchorage[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2017, **38**(3): 810-820. (in Chinese))
- [16] ZHANG Qihua, LI Yujie, YU Meiwan, et al. Study of the rock foundation stability of the Aizhai Suspension Bridge over a deep canyon area in China[J]. *Engineering Geology*, 2015, **198**: 65-77.
- [17] 施高萍, 祝江鸿, 杨建辉. 单位圆外域-洞室外域共形映射下任意开挖断面隧洞围岩应力解析解[J]. 应用数学和力学, 2020, **41**(5): 541-556. (SHI Gaoping, ZHU Jianghong, YANG Jianhui. Analytical stress solutions around tunnels with arbitrary-excavation cross sections based on conformal mapping from a unit circle to the tunnel exterior[J]. *Applied Mathematics and Mechanics*, 2020, **41**(5): 541-556. (in Chinese))
- [18] 崔建斌, 姬安召, 熊贵明. 基于 Schwarz-Christoffel 变换的圆形隧道围岩应力分布特征研究[J]. 应用数学和力学, 2019, **40**(10): 1089-1098. (CUI Jianbin, JI Anzhao, XIONG Guiming. Research on surrounding rock stress distributions for circular tunnels based on the Schwarz-Christoffel transformation[J]. *Applied Mathematics and Mechanics*, 2019, **40**(10): 1089-1098. (in Chinese))
- [19] LIU Xinrong, HAN Yafeng, YU Chuntao, et al. Reliability assessment on stability of tunnel-type anchorages [J]. *Computers and Geotechnics*, 2020, **125**: 103661.
- [20] 王东英, 汤华, 尹小涛, 等. 基于简化力学模型的隧道锚极限承载力估值公式[J]. 岩土力学, 2020, **41**(10): 3405-3414. (WANG Dongying, TANG Hua, YIN Xiaotao, et al. Estimation method of ultimate bearing capacity of tunnel-type anchorage based on simplified mechanical model[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2020, **41**(10): 3405-3414. (in Chinese))
- [21] 汪海滨, 高波, 朱栓来, 等. 四渡河特大桥隧道式锚碇数值模拟[J]. 中国公路学报, 2006, **19**(6): 73-78. (WANG Haibin, GAO Bo, ZHU Shuanlai, et al. Numerical simulation on tunnel anchorage of Siduhe Super-long Bridge[J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2006, **19**(6): 73-78. (in Chinese))
- [22] LI Y, LUO R, ZHANG Q, et al. Model test and numerical simulation on the bearing mechanism of tunnel-type anchorage[J]. *Geomechanics and Engineering*, 2017, **12**(1): 139-160.
- [23] 王中豪, 郭喜峰, 杨星宇. 基于人工智能算法的隧道锚承载能力评价[J]. 西南交通大学学报, 2021, **56**(3): 534-540. (WANG Zhonghao, GUO Xifeng, YANG Xingyu. Bearing capacity evaluation of tunnel-type anchorage based on artificial intelligent algorithm[J]. *Journal of Southwest Jiaotong University*, 2021, **56**(3): 534-540. (in Chinese))
- [24] 江南. 铁路悬索桥隧道式锚碇承载机理及计算方法研究[D]. 博士学位论文. 成都: 西南交通大学, 2014. (JIANG Nan. Research on bearing mechanism of tunnel anchorage of railway suspension bridge and its calculation method[D]. PhD Thesis. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2014. (in Chinese))
- [25] 薛江红, 何赞航, 夏飞, 等. 基于偶应力理论微纳米 Mindlin 板的尺度效应分析[J]. 应用数学和力学, 2022, **43**(7): 740-751. (XUE Jianghong, HE Zhanhang, XIA Fei, et al. Size-dependent effects of micro-nano Mindlin plates based on the couple stress theory[J]. *Applied Mathematics and Mechanics*, 2022, **43**(7): 740-751. (in Chinese))
- [26] 朱玉, 廖朝华, 彭元诚, 等. 大跨径悬索桥隧道锚设计及结构性能评价[J]. 桥梁建设, 2005(2): 44-46. (ZHU Yu, LIAO Chaohua, PENG Yuancheng, et al. Design and structural capacity assessment of tunnel-type anchorage for long-span suspension bridge[J]. *Bridge Construction*, 2005(2): 44-46. (in Chinese))