

隧道锚围岩抗拔机制及抗拔力计算模式初步研究

张奇华, 李玉婕, 余美万, 罗 荣, 邬爱清

(长江科学院 水利部岩土力学与工程重点实验室, 湖北 武汉 430010)

摘 要: 在普立特大桥隧道锚现场模型试验的基础上, 采用数值模拟技术揭示了隧道锚围岩变形破坏过程: 围岩破坏面从锚体底部与围岩接触面附近启裂, 并逐渐向外呈圆台状扩散, 破坏形式为拉剪破坏。并且, 锚体前部临空岩体被拱出而发生拉破坏。破坏面上的应力分布随着拉拔荷载增大而发生复杂变化。基于此, 通过在破坏面上建立力的平衡关系, 提出了隧道锚围岩抗拔力计算模式。该计算模式与现有文献不同, 体现了夹持效应以及破坏面上的复杂应力变化。破坏面上的应力分布需要通过模型试验和数值模拟论证得到。今后, 在针对不同强度、不同结构特征的岩体进行全面试验分析的基础上, 可以对破坏面形态和应力大小进行取值建议。采用该模式验证了试验结果, 估算得到大桥原型锚碇的极限抗拔力非常大。目前隧道锚设计普遍偏于保守, 隧道锚在中、软岩中仍然可以使用。讨论了破坏面形态特征可能的变化、岩体结构特征对抗拔力的影响等问题。

关 键 词: 隧道锚; 现场模型试验; 抗拔机制; 抗拔力计算公式; 破坏面; 夹持效应

中图分类号: TU 43

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598(2017)03-0810-11

Preliminary study of pullout mechanisms and computational mode of pullout force for rocks surrounding tunnel-type anchorage

ZHANG Qi-hua, LI Yu-jie, YU Mei-wan, LUO Rong, WU Ai-qing

(Key Laboratory of Geotechnical Mechanics and Engineering of Ministry of Water Resources, Yangtze River Scientific Research Institute, Wuhan, Hubei 430010, China)

Abstract: Based on the field model tests of tunnel-type anchorage in the Pulite bridge, the deformation and failure process of rocks surrounding tunnel-type anchorage are revealed via numerical simulation. The failure surfaces in the surrounding rocks initiate around the rear interfaces between the plugs and rocks, and propagate outward with a frustum shape. The failure mode is tensile-shear. Moreover, the rocks near the free surfaces in the front of the plugs are pushed outward and damage with tensile mode. The stresses vary complicatedly as the pullout force increases. Based on these, a computational mode of the pullout force for the surrounding rocks is proposed by establishing the equilibrium relationship of forces acting on the failure surfaces. Different from the published literatures, this mode embodies the “clamping effect”, and reveals the complicated variation of forces on the failure surfaces as well. It is necessary to execute field tests and numerical simulations in order to assess the values of the forces on the failure surfaces. In future, the possible shapes of the failure surfaces and the variation ranges of forces on the failure surfaces can be suggested after the accumulated studies for various rocks with different strengths and structures. The computational mode is verified by the testing results, and is used to estimate the pullout force of the prototype anchorage. The results show that the ultimate pullout capacity is very large. The design philosophy of the tunnel-type anchorages is considerably conservative nowadays. We believe that it is probable to apply the tunnel-type anchorages in moderate-strength and even soft rocks. The issues concerning the changes of failure surfaces in different rocks, the influence of rock structures on the pullout capacity, etc., are discussed.

Keywords: tunnel-type anchorage; field model test; pullout mechanism; computational mode of pullout force; failure surface; clamping effect

1 引 言

悬索桥的跨越能力较强, 是深山峡谷地区桥梁

建设的较理想选择。悬索桥由锚碇、加劲梁、主缆、桥塔 4 大主要结构组成, 其中锚碇是主要承力结构, 可分为自锚式和地锚式两大类, 其中地锚式又分为

收稿日期: 2016-07-08

基金项目: 国家自然科学基金青年基金 (No.51409013); 国家自然科学基金面上项目 (No.51579016)。

This work was supported by the Young Foundation of National Natural Science Foundation of China (51409013) and the General Program of National Natural Science Foundation of China (51579016).

第一作者简介: 张奇华, 男, 1973 年生, 博士, 教授级高级工程师, 主要从事工程岩体稳定性及渗流分析方面的研究工作。E-mail: zqh7692@163.com

重力式锚碇和隧道式锚碇。隧道锚能充分利用有利的地质条件, 达到减少开挖、节约投资、保护环境的目的。

隧道锚碇为底部大、上部小、呈倒楔形状的混凝土塞形体。锚塞体和围岩在巨大的主缆拉拔荷载作用下, 构成一个复杂的受力体, 共同承受主缆拉力。大桥主缆拉拔力通过倒楔形的锚塞体向围岩扩散, 导致较大范围的围岩参与抗拔作用。较近处围岩受挤压作用而呈现压剪应力状态, 在此应力状态下, 由于围岩的剪胀性和应变硬化性质, 导致围岩能够抵抗非常大的拉拔力, 形成了围岩夹持效应^[1]。

模型试验是认识隧道锚围岩变形破坏机制的最重要手段。对广东虎门大桥^[2]、鹅公岩大桥^[3]、四渡河悬索桥^[4]、坝陵河悬索桥^[5]、角笼坝大桥^[6]、普立特大桥^[1]进行了不同缩尺的现场模型试验, 得到了锚塞体与围岩在不同荷载下的变形特征及抗拔力, 建议了锚碇系统的超载稳定系数和长期稳定系数。文献[7]制作了圆柱形锚体和圆台形锚体模型, 圆柱形锚体的破坏面发生在锚体与围岩接触处, 脆性破坏明显。圆台形锚体破坏前的围岩变形量、变形影响范围、破坏时的极限荷载明显大于圆柱形锚体, 破坏面部分追踪不利结构面发生。试验显示了夹持效应使得较大范围的围岩参与抗拔作用, 并显著提高了抗拔能力。

隧道锚的抗拔作用机制与抗拔桩(锚)有很大相似之处。抗拔桩(锚)有关的抗拔试验、抗拔机制和抗拔力计算的研究成果很多^[8-14], 其中变形特征和破坏模式, 尤其是破坏面形态是研究的重点。基于较多的试验分析成果, 破坏面形态有多种假设, 如圆柱形、圆台形、幂函数形、椭圆形等。研究表明, 土体力学性质和桩(锚)埋深是影响抗拔力的最重要因素。在密砂中, 破坏面的形态一般为从桩(锚)底部边界向外扩散的圆台形或类似抛物线形。随着埋深增大, 破坏面形态越来越接近于圆柱形。在松砂中, 桩(锚)埋深较浅时, 破坏面基本上为圆柱形。在破坏面上通过力系极限平衡分析而获得抗拔力, 其中, 破坏面上的剪力(侧摩阻力)分布通过解析法或半解析、半经验公式而获得: 通过埋深和侧压力系数计算某处的侧向土压力, 再通过摩尔-库仑准则算得该处的剪力。这些研究经验对于隧道锚研究具有很大借鉴意义。但隧道锚围岩强度远大于土体, 锚体或桩体混凝土变形模量与周围岩体或土体的差异程度明显不同, 相应地, 锚体(桩体)与围岩(土体)之间的荷载传递、变形特征、破坏模式和破坏过程等存在明显差别, 因此, 不能照搬

抗拔桩(锚)的有关计算模式。

有关规范^[15-16]中对隧道锚抗拔能力计算没有进行建议或规定。文献[17]在锚体与围岩分界面上建立了力学平衡关系, 建议了抗拔力计算公式。文献[18]将倾斜状隧道锚简化为垂直状, 认为隧道锚存在两个阶段的破坏: 第1阶段破坏发生在岩锚分界面上, 第2阶段破坏发生在向外扩散的破坏面上。分别在这两个面上建立了力学平衡关系, 计算相应的抗拔力, 并与等截面体的抗拔力相比较, 得到对应两种破坏模式的楔形效应系数。总体上, 文献[17-18]建议的抗拔力计算公式中, 均采用了土力学中的侧压力系数计算锚体与围岩接触面(或假定破坏面)上的正应力和剪应力, 没有考虑到因围岩内附加应力增加和夹持作用导致的应力分布的复杂性及其随主缆拉力增大而产生的复杂变化。

总体上, 目前有关隧道锚抗拔机制的研究积累还非常少, 破坏面形态还没有直接通过试验观察到。现有认识表明, 主缆荷载作用下, 隧道锚碇向围岩挤压, 混凝土锚体和围岩的荷载分布和传递过程十分复杂, 破坏面的形成是渐进过程。破坏面上的力的分布复杂, 不能借助简单的力系平衡, 并采用诸如侧压力系数计算而得到。并且, 围岩为硬岩或软岩时, 锚体与围岩之间的荷载传递过程、变形特征、破坏模式和极限承载力有显著差异。

本文在文献[1, 7]试验成果基础上, 通过数值模拟, 初步揭示了隧道锚围岩抗拔作用机制。在此基础上, 初步研究了隧道锚围岩抗拔力计算模式。研究成果对于隧道锚围岩抗拔作用机制分析、抗拔力设计计算、设计方法研究及隧道锚广泛推广使用具有较大意义。

2 模型试验的数值模拟分析

2.1 夹持效应试验基本情况

为揭示隧道锚围岩夹持效应的力学机制, 研究隧道锚围岩破坏模式并确定极限抗拔能力, 文献[7]进行了圆台形锚体和圆柱形锚体的夹持效应对比试验。试验结果表明, 圆柱形锚体模型主要发生锚体与围岩的错动变形, 破坏前围岩变形量很小。荷载达到 2 460 kN 时, 在锚体混凝土与围岩接触处发生破坏, 根据锚体与围岩接触面积, 反算得到锚体平均侧摩阻力为 2.6 MPa。这种变形破坏机制与短桩相同, 有关研究较为成熟, 该模式也是设计经常采用的隧道锚抗拔力验算模式。圆台形锚体模型极限抗拔力为 11 175 kN, 破坏前围岩的变形量、变形影响范围、破坏时的极限荷载明显增大。破坏面部分

追踪不利结构面发生,但在现场岩体中无法识别出完整的破坏面形态,以及破坏面渐进发展过程。分析两个模型的荷载-位移曲线,得出了弹性阶段夹持效应系数、极限强度夹持效应系数分别为 4.48 和 4.54。详见文献[7]。

2.2 数值模型与参数反演

根据现场圆台形锚体模型试验建立三维数值计算模型,模型剖面如图 1 所示。锚体及附近围岩采用六面体单元,网格密集。计算模型四周均施加法向约束,模型底部施加三向约束。

试验区岩体存在一定数量的节理裂隙,但裂隙短小,闭合或硬性胶结。在模拟中仍考虑岩体为连续均匀介质,原因有:① 闭合或硬性胶结的节理裂隙的力学强度往往较大,破坏前围岩各环向的实测变形较为对称,岩体很大程度上表现为连续介质力学性质;② 尽管岩体中普遍存在结构面,但很难出现由结构面连续构成的破坏面,破坏面很大程度上需要剪断岩体而产生,因此,隧道锚围岩很大程度上表现为连续介质的变形破坏特征。在此基础上,叠加不同结构特征引起破坏面形态差异;③ 目前对隧道锚抗拔机制认识还不太清楚,首先需要着重研究均质岩体。

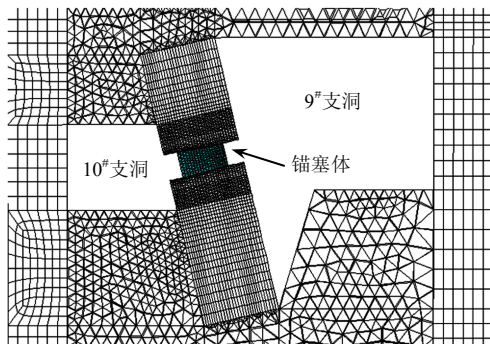


图 1 三维数值计算模型的一个剖面
Fig.1 A section through the numerical computational 3D model

计算采用 FLAC^{3D} 软件,混凝土锚体采用线弹性模型。岩体采用摩尔-库仑弹塑性模型,并考虑岩体的剪胀性。

对影响弹塑性应力-应变关系的 3 个关键参数,即变形模量、黏聚力和内摩擦角进行反演。首先根据试验资料确定参数取值范围,采用均匀设计原理设计参数试算样本,输入模型进行正向计算。通过典型测点的变形实测值与计算值对比,采用优化方法确定最终的待反演参数值,如表 1 所示。其中,泊松比和抗拉强度根据试验结果和工程计算经验直接确定。因试验部位岩体呈脆性破坏且强度较高,剪胀角取

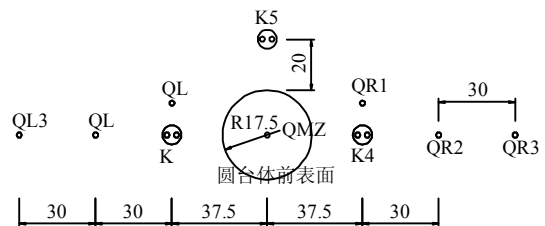
摩擦角的 1/4。

表 1 岩体力学参数反演结果
Table 1 Back-calculated mechanical parameters of rock mass

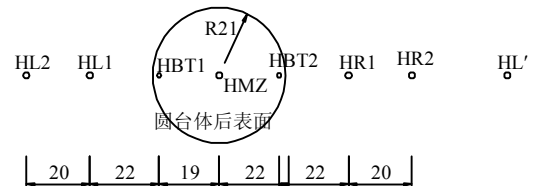
变形模量 / GPa	泊松比	黏聚力 / MPa	内摩擦角 / (°)	抗拉强度 / MPa	剪胀角 / (°)
45	0.25	3.5	58	2.0	14

2.3 典型测点变形特征

试验模型在两个平行支洞之间的岩墙开挖建造而成,因此,可在岩墙两侧壁上布置测点,采用千分表监测锚碇前、后表面围岩变形。测点布置如图 2 所示,图中:K4, K5, K6 为钻孔多点位移计测点位置,其余为岩体表面千分表测点。数值计算中,极限抗拔力 11 175 kN 被均分为 11 级荷载施加于锚体后表面上。反演后的力学参数输入模型进行计算,得到极限荷载下各测点的位移计算值,并与实测值进行比较,如图 3 所示。



(a) 圆台体前表面及围岩测点布置



(b) 圆台体后表面及围岩测点布置

图 2 锚体前、后表面的变形监测点分布图(单位: cm)
Fig.2 Layout of deformation monitoring points on the front and rear surfaces (unit: cm)

分析图 3 可知,各测点的变形实测值与计算值接近。锚体变形明显比围岩大,与锚碇较为接近的围岩产生较大变形。围岩变形影响范围方面,前表面与锚碇边界相距 79 cm 的 QL3、QR3 变形只有锚体 QM 测点变形的 4%。后表面千分表离锚体均较近,未能获得围岩变形影响范围。此外,锚体前表面的位移实测值大于计算值,而后表面相反;前表面围岩变形影响范围的计算值大于实测值。因此,在确定实测值较为真实可靠后,目前的计算模型及本构关系可能还不能完全反映现场岩体的复杂力学特征,该问题还需深入研究。

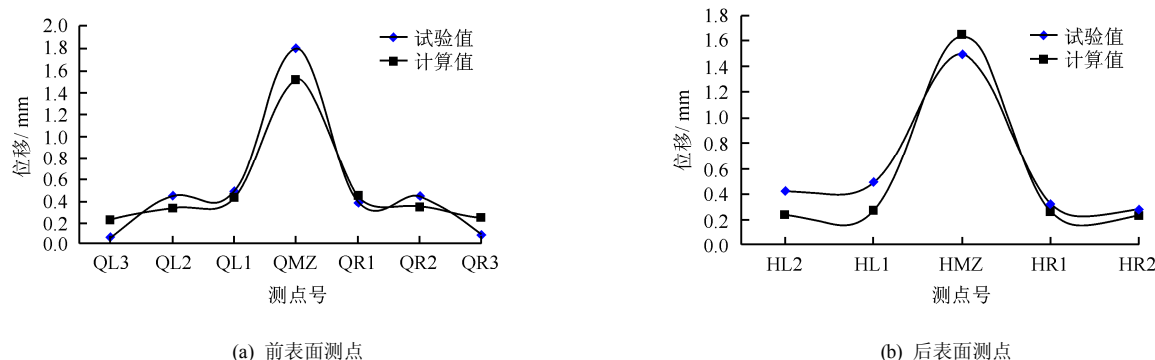


图3 极限荷载作用下位移实测值与计算值对比
Fig.3 Comparison of values of measured and calculated displacements under the ultimate load

锚体前、后表面测点 QMZ 和 HMZ 的荷载-位移曲线的试验与计算值如图 4 所示。与锚体最近测点 QL1、QR1 荷载-位移曲线的试验与计算值如图 5 所示。总体上, 数值模拟与现场试验得到的荷载-位移规律一致。在加压的初期, 各点均呈现线弹性

变形。当加载至第 7 级约 7 111 kN 时, 变形屈服点明显, 变形速率增大。随着荷载增加, 变形速率进一步增大。该荷载下, 多个表面测点的荷载-位移曲线都出现拐点, 表明隧道锚围岩整体变形进入屈服阶段, 因此, 可称为围岩整体变形屈服特征点。

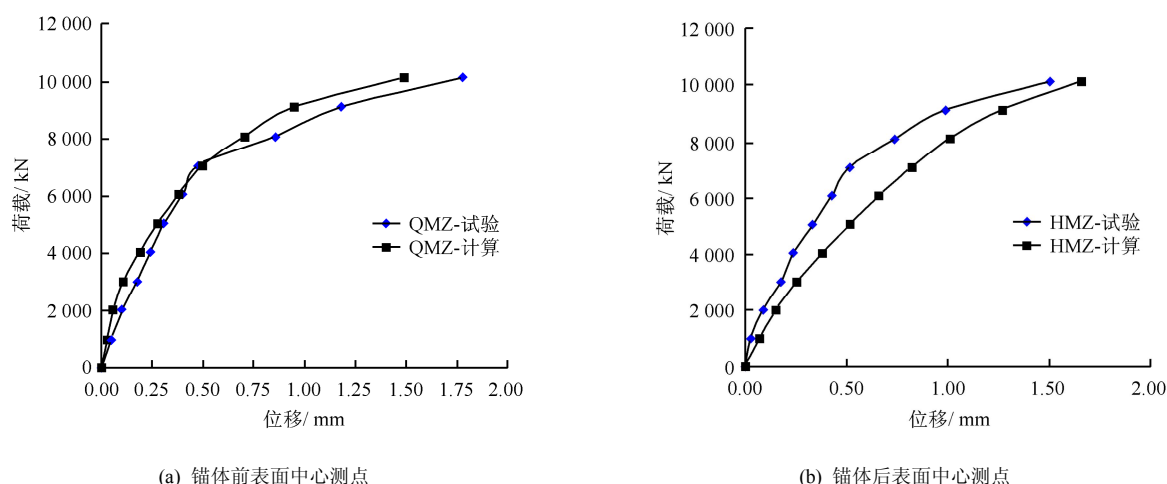


图4 锚体前、后表面测点的位移实测值与计算值对比
Fig.4 Comparison of measured and calculated displacements on the front and rear surfaces of plug

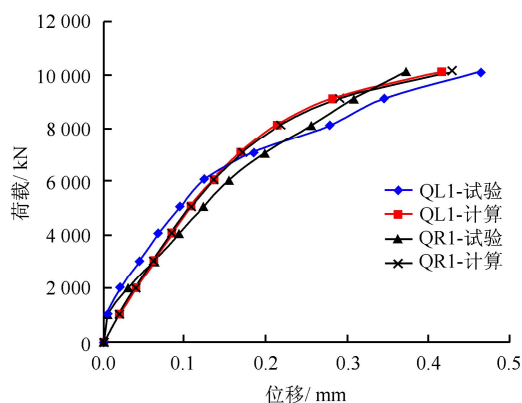


图5 前表面围岩测点的位移实测值与计算值对比
Fig.5 Comparison of measured and calculated displacements on the front surfaces of surrounding rocks

3 抗拔作用机制分析

根据现场观察, 破坏面部分追踪不利结构面发生, 但在现场岩体中无法识别出完整的破坏面形态以及破坏面渐进发展过程。以上述计算模型(如图 1)和反演得到的力学参数(表 1)为基础, 通过数值模拟对破坏面发展过程、形态特征及应力分布进行分析, 以揭示围岩抗拔作用机制。

3.1 渐进破坏过程及破坏面形态

沿锚体中心线作纵向与横向剖面, 剖面方向如图 6 所示。数值计算中, 将试验得到的极限抗拔力均分为 11 级荷载施加于锚体后表面。极限荷载下, 围岩变形区呈圆台状向外扩散(见图 7)。锚碇周边

围岩大部分处于剪切屈服状态,塑性区同样呈圆台状分布。在圆台状塑性区边缘出现拉剪屈服,而在前表面则出现了部分拉应力屈服区(见图8)。由塑性区图可初步判断出破坏面位于圆台状塑性区的边缘。并且,锚碇以及部分岩体一起向前变形,使得圆台状区域前部围岩被拱出,呈拉破坏,这与现场试验观察到的锚碇前表面上部岩体出现掉块相印证。

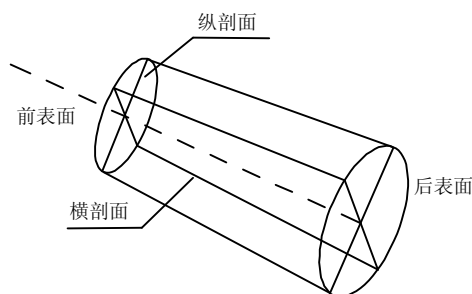
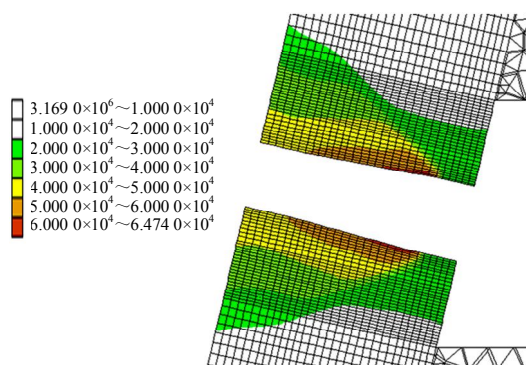
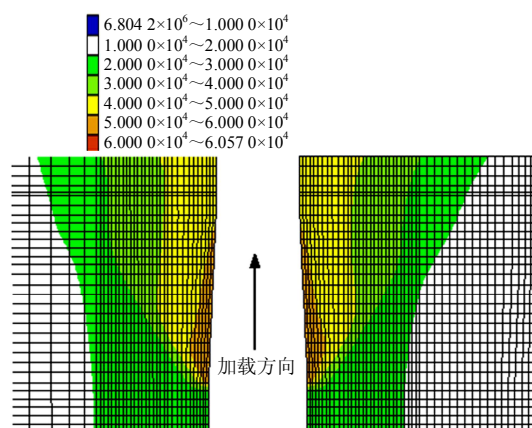


图6 锚碇剖面示意图

Fig.6 Schematic diagram of plug sections



(a) 竖向剖面



(b) 横向剖面

图7 极限荷载下岩体位移云图

Fig.7 Displacement of surrounding rocks after exerting the ultimate load

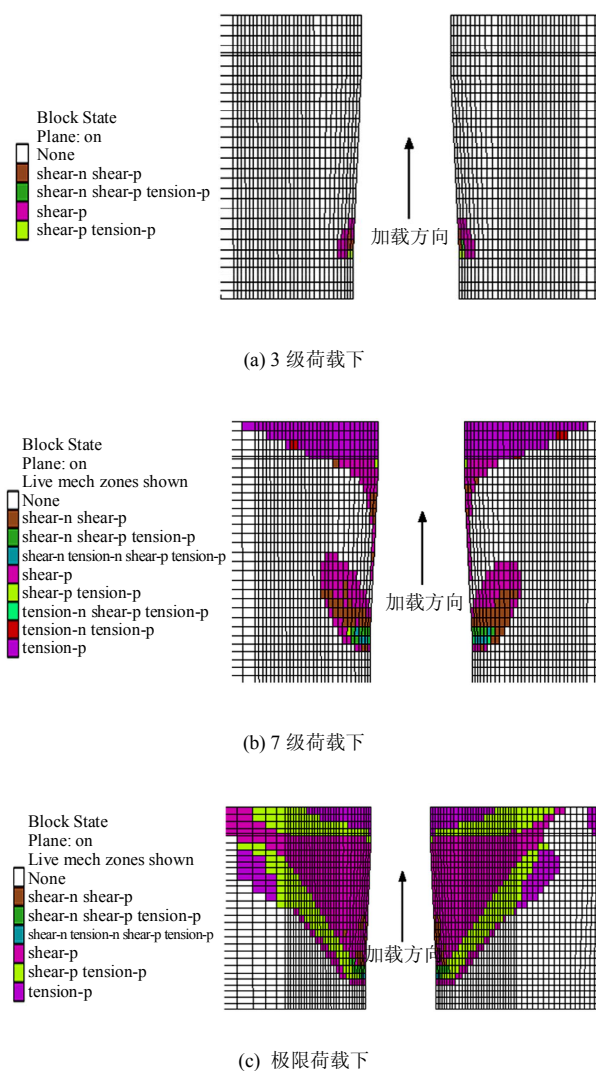


图8 不同荷载作用下岩体塑性区分布图

Fig.8 Distribution of plastic zones after exerting different loads

进一步地,采用剪切塑性应变增量(SSI)可以清晰地反映出圆台状破坏面的发展过程。各级荷载作用下,横剖面SSI分布特征与纵剖面基本一致,以纵剖面为例。如图9所示,加载初期,SSI较大值主要出现在锚碇后部与围岩接触段。随着荷载增大,SSI呈圆台状向前部扩散,扩散角稳定。

边坡稳定分析中,常常把剪切塑性应变增量较大值的条带状区域理解为滑动面所在位置。由分析结果可知,随着荷载的增大,SSI较大值区域从后部呈圆台状向前部渐进扩展。结合围岩变形和塑性区分布特征,可以判断:破坏面从锚碇后部围岩开始发生,呈圆台面状向前部渐进扩展,直至围岩破坏。锚碇前部临空面岩体被拱出而表现为拉破坏。

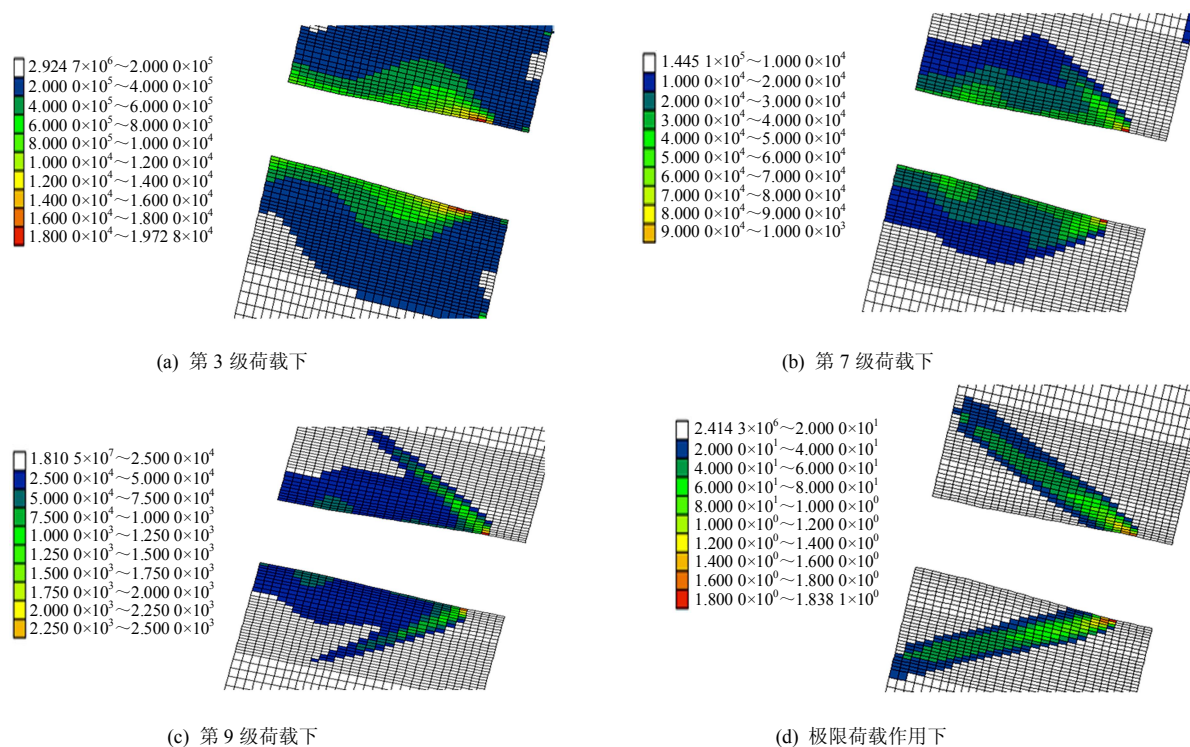


图9 逐渐增大荷载时的围岩剪切塑性应变增量云图

Fig.9 Distribution of shear plastic strain increment with loads increasing

3.2 破坏面上的剪应力和正应力分布特征

选取破坏面上的单元, 求取单元的剪应力和正应力及其随外加荷载的变化。选取图 10 所示的围岩破坏面上的 4 条母线, 母线上各单元的剪应力和正应力分布如图 11、12 所示。

3.2.1 剪应力分布特征

(1) 破坏面后部的剪应力大而前部小, 分布不均匀。随着外加荷载的增大, 破坏面上剪应力不断增大。围岩整体变形屈服 (第 7 级荷载约 7 111 kN) 之前, 后部的剪应力增速更快, 造成前、后部剪应力差异更大。因此, 随着荷载增大, 剪应力不是同

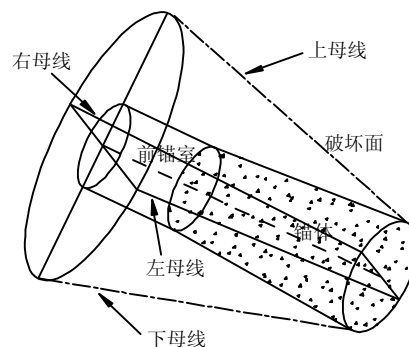
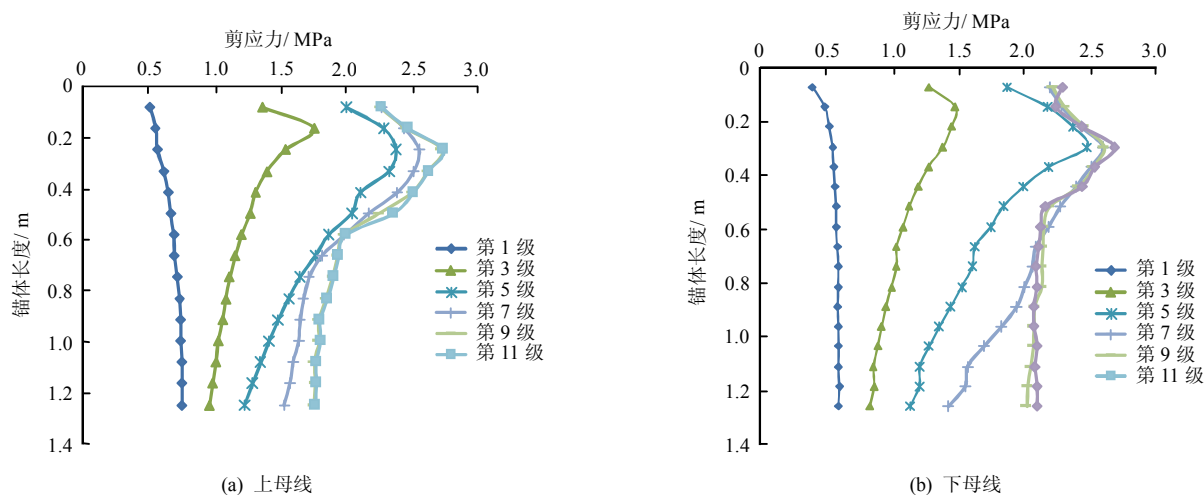


图10 隧道锚围岩破坏面示意图

Fig.10 Schematic diagram of failure surface of rocks surrounding the tunnel-type anchorage



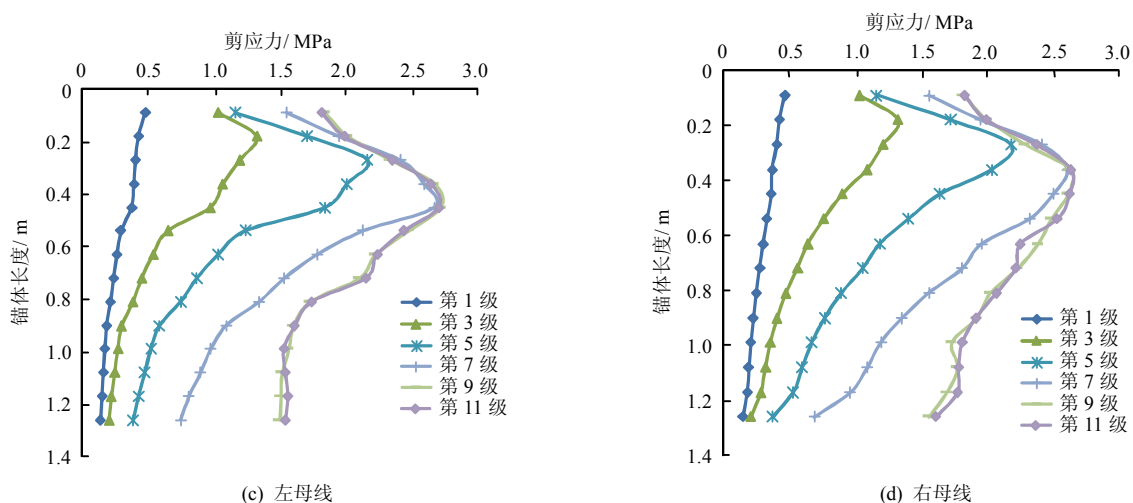


图 11 不同荷载作用下破坏面上的剪应力分布

Fig.11 Distributions of shear stress on failure surface under different loads

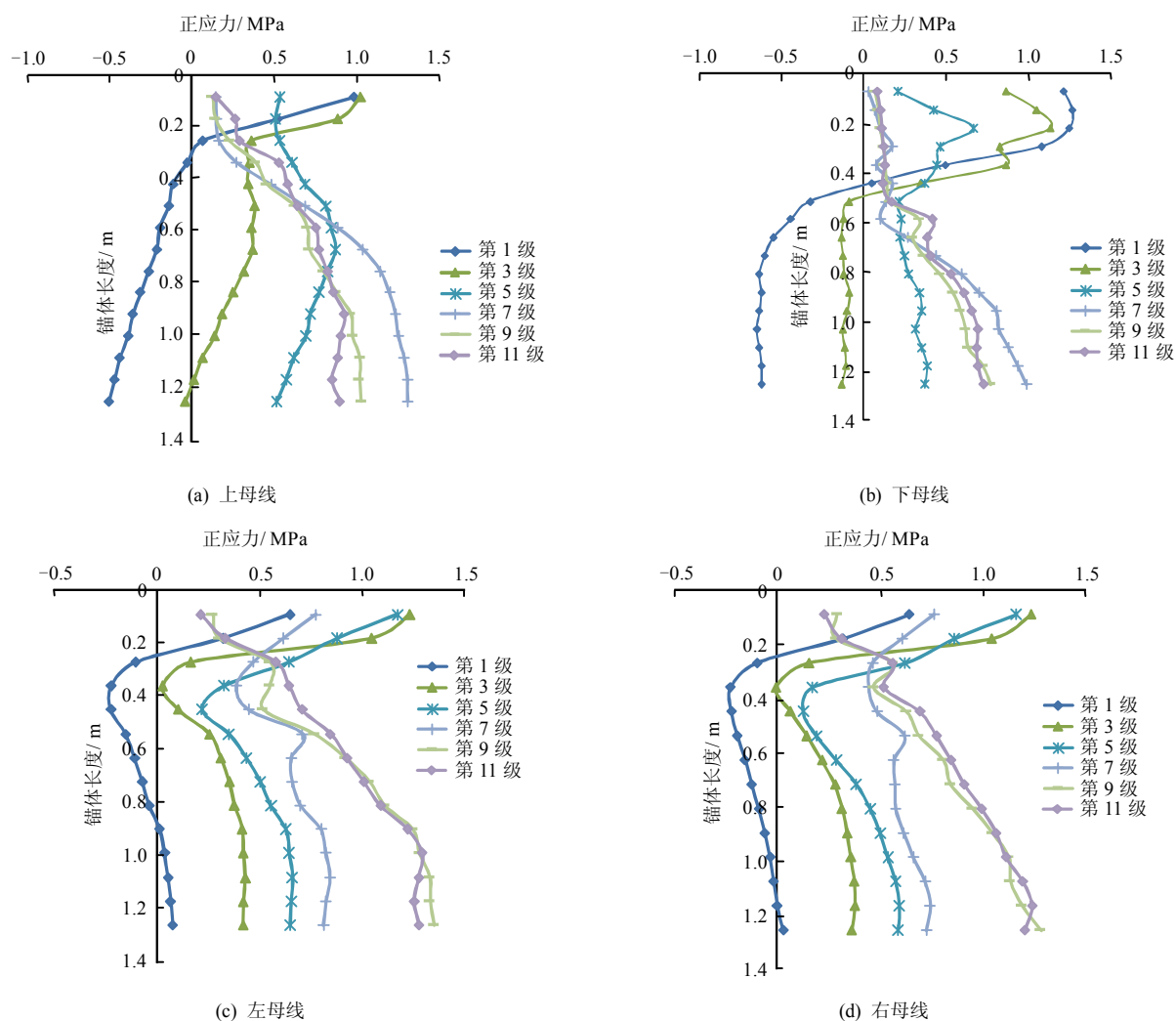


图 12 不同荷载作用下破坏面上的正应力分布

Fig.12 Distribution of normal stress on failure surface under different loads

等幅度增大的,体现了剪应力分布的复杂变化。

(2) 荷载较低时,剪应力最大值位于锚体后部围岩,荷载增大后,剪应力最大值位置有所前移。原因在于荷载较低时,附加应力扩散范围小,剪应

力最大处位于后部。随着荷载增大,后部首先进入剪切屈服,破坏面首先在后部形成并逐渐向前部发展。破坏面后部岩体屈服后,附加荷载需要向中、前部转移。并且,靠近中、前部,岩体的三向应力

岩重量; β 为锚碇中心线与水平面夹角; α 为破坏面扩散角; γ 为锚塞体扩散角。有关符号的意义见图 13。

式 (2) 与文献[17]中求取抗拔力的式 (2) 相似, 都是通过力系平衡建立抗拔力与围岩破坏面(或锚体与围岩接触面)上的正应力和剪应力的关系。然而, 本文式 (2) 反映如下特点:

(1) 从力系分析而言, 可以选择在破坏面或锚体与围岩接触面(文献[17]的做法)上建立平衡关系, 只要能合理确定这些面上力的分布。但破坏面上的应力分布均呈现拉剪应力状态, 正应力和剪应力方向与拉拔力方向关系确定。然而, 锚体与围岩接触面上的应力呈现拉剪、压剪的复杂变化, 应力与拉拔力方向无法保持不变的关系, 因此, 在破坏面上进行力的分析更为简单。

(2) 破坏面或锚体与围岩接触面上的剪应力和正应力计算是问题的核心。随着荷载的增大, 剪应力和正应力逐渐增大, 分布特征复杂(如图 11、12 所示), 无法直接根据力系平衡得到。

造成锚体围岩应力复杂变化的根本原因是夹持作用。主缆拉力通过锚体向围岩传递很大的附加应力, 这种附加应力带动更大范围岩体参与抗拔作用。同时, 较大的附加应力使得围岩与锚体接触面上的应力状态发生复杂变化。然而, 许多文献根据侧压力系数求得锚体与围岩接触面上不同位置的应力, 这种做法没有考虑到围岩应力的复杂变化特征, 是不恰当的。

(3) 破坏面形态和扩散角的确定, 有赖于试验和数值模拟结果。不同岩性和岩体结构特征下的破坏面形态, 破坏面上的应力分布特征等, 在目前的试验认识和研究水平上, 还无法得到规律性的认识, 尚不能建议取值范围。

采用式 (1) 计算 T , N 时, 可根据数值计算结果, 获得破坏面上的剪应力均值 $\bar{\tau}$ 和正应力均值 \bar{n} 。这样, T , N 的计算简化为

$$T = \bar{\tau} \cdot S_t, \quad N = \bar{n} \cdot S_t \quad (3)$$

下面采用式 (2)、(3) 验算结果。根据数值计算结果, $\bar{\tau}$ 、 \bar{n} 的取值根据破坏面上所取的 4 条母线上的剪应力和正应力变化曲线。将其进行数学平均后得到 $\bar{\tau} = 2.1 \text{ MPa}$, 正应力 $\bar{n} = 0.8 \text{ MPa}$ 。

式 (2) 中其他参数根据数值计算模型和分析结果得到。锚体模型围岩有效厚度(圆台体高度 h) 约为 1.2 m , $d = 0.42 \text{ m}$, 这样可以算得 $D = 1.66 \text{ m}$, $L = 1.35 \text{ m}$ 。其他参数为破坏面扩散角 $\alpha = 30^\circ$, 锚

塞体扩散角 $\gamma = 2.6^\circ$, $\beta = 40^\circ$ 。将以上参数代入式 (2) 得 $P = 9\ 887 \text{ kN}$, 与试验得到的最大荷载 $11\ 175 \text{ kN}$ 比较, 误差约 12%。因此, 本文建议的隧道锚抗拔力计算模式是合理的。

并且, 由式 (2) 可知, 极限抗拔力由 3 部分组成, 分别由重力、剪应力和正应力提供。该例算得这 3 部分形成的抗拔力分别为 18.4 , $8\ 242.4$ 和 $1\ 626.6 \text{ kN}$, 分别占 0.2%、83.4%和 16.4%。因此, 重力部分对极限抗拔力的贡献非常小, 正应力部分也较小, 抗拔力主要来自与剪切力的作用(可以预见的是, 不同岩性和结构特征围岩条件下, 这 3 部分的贡献比例会出现很大变化)。在后续分析中, 只考虑剪切力作用。

按此模式, 估算普立特大桥原型隧道锚的极限抗拔力。只考虑锚塞体围岩的抗拔作用, 忽略锚体前表面以外岩体抗拔作用(位于边坡强溶蚀卸荷带内, 岩体完整性差, 因此, 作为安全储备而不予考虑)。这样, 破坏面形成的圆台体的高度取锚体长度 $h = 35 \text{ m}$, $d = 13 \text{ m}$ 。根据上述数值分析结果确定扩散角 $\alpha = 30^\circ$, 由此可确定 $D = 49.3 \text{ m}$, $L = 39.4 \text{ m}$ 。围岩整体屈服时, 破坏面上的平均剪应力约为 1.3 MPa , 由此算得 $P = 4\ 447\ 760 \text{ kN}$, 该值是设计荷载的 44 倍; 围岩极限破坏时, 破坏面上的平均剪应力约为 2.1 MPa , 由此算得 $P = 7\ 184\ 840 \text{ kN}$, 该值是设计荷载的 71 倍。由此可知, 对于这种坚硬岩体, 超载安全系数非常大, 围岩因夹持效应能够提供非常大的抗拔力。目前的设计是非常保守的, 这也是国内隧道锚设计的现状。

5 与现有设计计算模式比较

可能是考虑到理论背景和技术论证不够成熟, 规范^[16]没有给出隧道锚抗拔稳定计算公式。设计部门采用的隧道锚抗拔力计算模式主要有 3 种。

现有模式 1: 将锚体及其上方岩体看作一个与周围岩体割裂的整体, 采用重力锚抗滑稳定计算模式计算抗拔力。这种模式忽视了隧道锚夹持作用, 严重低估了其抗拔能力。

以普立特大桥原型进行分析, 估算得到单个锚塞体及其上方岩体的重力约 $5.5 \times 10^4 \text{ t}$ 。对于此类工程, 设计常取用的混凝土与灰岩之间的摩擦系数约为 0.7, 由得到单锚的抗拔力约为 $3 \times 10^4 \text{ t}$ 。该值远远小于上述计算结果。

现有模式 2: 假定锚体与岩体接触面发生破坏, 取用混凝土/岩体的侧摩阻系数计算抗拔力。该模式如同柱形桩基在忽略附加正应力时的侧摩阻力计算

模式,同样没有考虑到锚碇围岩的实际受力特点,忽视了夹持效应。

按此模式估算:圆柱状岩体的侧面积约为 $1\,600\text{ m}^2$,侧摩阻系数取 1 MPa 时,得到抗拔力为 $16\times 10^4\text{ t}$,也明显小于本文计算模式得到的结果。

现有模式 3:将锚体从后表面向外抽取出一个大于锚体本身的柱状岩体,通过取用岩体抗剪强度参数计算圆柱状岩体的抗剪能力。该计算公式与模式 2 相似。

另外,还有在锚碇后部和围岩之间增加锚索,形成复合式锚碇,锚洞围岩增设锚杆以期提高承载能力等等。从隧道锚的夹持作用原理分析,这些措施并没有实质作用。

6 隧道锚抗拔力变化一般规律

以普立特大桥隧道锚为假设分析对象,讨论中、软岩情况的极限抗拔力。中、软岩条件下,破坏面上的剪应力可能大为降低,并且破坏面扩散角 α 可能明显减小(浅埋松砂中的抗拔桩(锚)的试验结果说明了这一点^[8,11])。破坏面上的剪应力和破坏面扩散角是影响极限抗拔力的最重要两个因素,其不同取值时,得到极限抗拔力变化如图 14 所示。在硬岩中,破坏面上的平均剪应力大,扩散角也大,相应的极限抗拔力很高。软岩中,破坏面上的平均剪应力可能低于 0.4 MPa ,扩散角可能小于 10° ,相应的极限抗拔力大幅降低。但图 14 的结果表明,只要岩体强度不是很低时,极限抗拔力仍然可以达到设计荷载的若干倍。因此,隧道锚仍然可以使用。

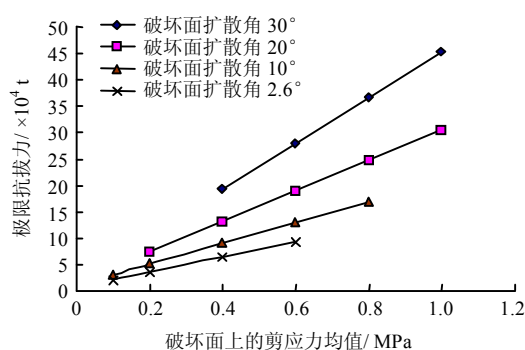


图 14 破坏面扩散角和破坏面上的剪应力对极限抗拔力的影响

Fig.14 Influence of expansion angle of failure surface and shear force on failure surface on pullout force

7 结 论

(1) 围岩破坏面从锚体底部与围岩接触面附近启裂,并逐渐向外呈圆台状扩散,破坏形式为拉剪破坏。并且,锚体前表面附近岩体发生拉破坏。破

坏面上的剪应力和正应力随着拉拔荷载增大而发生复杂变化。

(2) 通过在破坏面上建立力的平衡关系,初步提出了隧道锚抗拔力计算模式。验算了模型试验结果,估计得到原型锚碇围岩的极限抗拔力非常大,现有设计普遍偏于保守。分析了不同岩性强度时,破坏面扩散角的变化,并引起极限抗拔力变化的特征。结果表明,在中软岩中,抗拔力仍较大,隧道锚仍然可以使用。

需要进一步研究的问题。

(1) 隧道锚围岩为结构特征不太明显的硬岩时,破坏面形态为圆台状。圆台或近圆台状的破坏面,其扩散角基本不变,破坏面上的剪应力和正应力与抗拔力之间存在简单的 $\alpha-\gamma$ 的三角函数关系,便于建立抗拔力计算模式。当围岩为中、软岩时,破坏面在切面上可能类似于从锚体底部引出的抛物线形(参考土体中的抗拔锚桩试验结果),即破坏面向前发展时,扩散角逐渐变小。此时,抗拔力不能简单地通过破坏面上的正应力和剪应力进行表达,因此,本文的抗拔力计算模式还需进一步改进。当然,通过论证后可以将类似抛物线形的破坏面简化为圆台面,以便该计算模式在中、软岩中的使用。

(2) 破坏面上的剪应力和正应力分布复杂,目前无法给出取值建议,需要通过试验和数值模拟论证后获得。今后研究中,需要针对不同强度、不同结构特征的岩体进行全面分析,获得规律性认识成果,在此基础上,进一步建议破坏面形态和扩散角、破坏面上的应力的取值范围。

(3) 岩体结构特征对抗拔力的影响。工程岩体中往往存在各种地质结构面。目前,隧道锚设计中对岩体的完整性要求往往较高。然而,研究结果表明,隧道锚围岩与锚塞体作为整体受力结构一起参与抗拔作用。天然岩体中很难出现由结构面连续构成的破坏面,破坏面形成往往需要剪断岩体。尽管围岩中可能存在为数众多的节理裂隙,甚至是小型断层、长大裂缝等出现,也不可能显著地削弱围岩的夹持作用。换言之,对于隧道锚碇系统这种特殊的受力结构,简单地采用二维剖面分析,往往可能过于夸大了结构面的弱化作用。岩体结构对抗拔力的影响程度需要进一步研究。

参 考 文 献

- [1] 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, 2015, 34(1): 93—103.
ZHANG Qi-hua, YU Mei-wan, YU Fu-zheng, et al. Study on field model test of tunnel-type anchorage at Puli

- bridge: Pullout capacity test[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2015, 34(1): 93—103.
- [2] 夏才初, 程鸿鑫, 李荣强. 广东虎门大桥东锚碇现场结构模型试验研究[J]. **岩石力学与工程学报**, 1997, 16(6): 571—576.
- XIA Cai-chu, CHENG Hong-xin, LI Rong-qiang. Testing study on field structure model of the east anchorage of Guangdong Humen Bridge[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 1997, 16(6): 571—576.
- [3] 肖本职, 吴相超, 彭朝全. 重庆鹅公岩大桥隧道锚碇围岩稳定性[J]. **岩石力学与工程学报**, 2005, 24(增刊 2): 5591—5597.
- XIAO Ben-zhi, WU Xiang-chao, PENG Chao-quan. Stability of the anchorage wall rock of tunnel for Chongqing Egongyan bridge[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(Supp.2): 5591—5597.
- [4] 朱杰兵, 邬爱清, 黄正加, 等. 四渡河特大悬索桥隧道锚模型拉拔试验研究[J]. **长江科学院院报**, 2006, 23(4): 51—55.
- ZHU Jie-bing, WU Ai-qing, HUANG Zheng-jia, et al. Pulling test of anchorage model of Siduhe suspension bridge[J]. **Journal of Yangtze River Scientific Research Institute**, 2006, 23(4): 51—55.
- [5] 胡波, 曾钱帮, 饶旦, 等. 锚碇—围岩系统在拉剪复合应力条件下的变形规律及破坏机制研究—以坝陵河特大岩锚悬索桥为例[J]. **岩石力学与工程学报**, 2007, 26(4): 712—719.
- HU Bo, ZENG Qian-bang, RAO Dan, et al. Study of deformation law and failure mechanism of anchorage-surrounding rock system under tensile-shear complex stresses — Taking super-large suspension bridge on Baling river for example[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2007, 26(4): 712—719.
- [6] 汪海滨, 高波, 孙振. 悬索桥隧道式锚碇系统力学行为研究[J]. **岩石力学与工程学报**, 2005, 24(15): 2728—2735.
- WANG Hai-bin, GAO Bo, SUN Zhen. Study on mechanical behavior of tunnel anchorage system for suspension bridge[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2005, 24(15): 2728—2735.
- [7] 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 Mei-wan, ZHANG Qi-hua, YU Fu-zheng, et al. Study on field model test of tunnel-type anchorage at Puli bridge: Anti-pulling capacity test[J]. **Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering**, 2015, 34(2): 261—270.
- [8] MEYERHOF G G, ADAMS J I. The ultimate uplift capacity of foundations[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 1968, 5(4): 225—244.
- [9] DICKIN E A, LEUNG C F. Evaluation of design methods for vertical anchor plates[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1985, 111, 4: 500—520.
- [10] CHATTOPADHYAY B C, PISE P J. Uplift capacity of piles in sand[J]. **Journal of Geotechnical Engineering**, 1986, 112: 888—904.
- [11] 刘祖德. 抗拔桩基础(续三)[J]. **地基处理**, 1996, 7(2): 6—17.
- LIU Zu-de. Uplift pile foundations (continued III)[J]. **Foundation Treatment**, 1996, 7(2): 6—17.
- [12] SHANKER K, BASUDHAR P K, PATRA N R. Uplift capacity of single piles: Predictions and performance[J]. **Geotech. Geol. Eng.**, 2007, 25: 151—161.
- [13] 何思明, 吴永, 李新坡. 嵌岩抗拔桩作用机制研究[J]. **岩土力学**, 2009, 30(2): 333—337, 344.
- HE Si-ming, WU Yong, LI Xin-po. Research on mechanism of uplift rock-socketed piles[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2009, 30(2): 333—337, 344.
- [14] 黄茂松, 王向军, 吴江斌, 等. 不同桩长扩底抗拔桩极限承载力的统一计算模式[J]. **岩土工程学报**, 2011, 33(1): 63—69.
- HUANG Mao-song, WANG Xiang-jun, WU Jiang-bin, et al. Unified approach to estimate ultimate bearing capacity of uplift piles with enlarged base[J]. **Chinese Journal of Geotechnical Engineering**, 2011, 33(1): 63—69.
- [15] Texas Department of Transportation. Bridge Design Manual-LRFD ((512) 302-2453)[M]. [S. l.]: [s. n.], 2009.
- [16] 中华人民共和国行业标准编写组. 公路悬索桥设计规范(报批稿)[S]. 北京: 人民交通出版社, 2002.
- The Professional Standards Compilation Group of the Peoples Republic of China. Design specification for highway suspension bridge (draft standard for approval) [S]. Beijing: China Communications Press, 2002.
- [17] 汪海滨, 高波. 悬索桥隧道式复合锚碇承载力计算方法[J]. **东南大学学报(自然科学版)**, 2005, 35(增刊 1): 89—94.
- WANG Hai-bin, GAO Bo. Calculation method of bearing capacity of compound tunnel anchorage system of suspension bridge[J]. **Journal of Southeast University (Natural Science Edition)**, 2005, 35(Supp.1): 89—94.
- [18] 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, 202.
- LIAO Ming-jin, WANG Quan-cai, YUAN Cong-hua, 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, 202.