DOI：10.3724/1000-6915.jrme.2025.0739

岩体压力型锚杆灌浆体受压承载力计算

涂兵雄[1*]，郑金伙[2]，张笑硕[1]，李志伟[3]

（1. 华侨大学 土木工程学院，福建 厦门 361021；2. 福建省建筑设计研究院有限公司，福建 福州 350001；
3. 福建省建筑科学研究院有限责任公司，福建 福州 350108）

摘要：岩体的侧限约束能显著提高压力型锚杆灌浆体的受压承载力，然而该承载力难以量化。现行规范采用经验性计算方法，容易导致计算结果产生较大偏差。为解决上述量化计算难题，通过建立考虑灌浆体周围岩体有限开裂深度的力学模型，推导受压承载力计算方法，并系统分析相关参数的影响。研究结果表明：允许灌浆体周边岩体产生有限深度裂缝时，灌浆体能承受的轴向应力大幅提高，且随裂缝开展深度增大而显著增加，至临界裂缝开展深度时达到受压承载力。在相同岩体裂缝开展深度情况下，灌浆体能承受的轴向应力随灌浆体弹性模量、岩体抗拉强度的增大而显著增大；随灌浆体泊松比、岩体弹性模量的增大而明显减小；而钢筋半径和岩体泊松比对灌浆体轴向应力的影响很小，几乎可以忽略不计。为验证该方法，在中风化花岗岩地层中开展了现场测试，经对比分析，计算结果略大于实测值，但整体趋势一致，吻合度较高，验证了方法的合理性。该方法可为岩体压力型锚杆灌浆体受压承载力的进一步理论研究与工程设计提供重要参考。

关键词：岩石力学；侧限约束；压力型锚杆；灌浆体；受压承载力；裂缝深度系数

中图分类号：TU 45 **文献标识码：**A **文章编号：**1000－6915(2026)03－0684－11

***通信作者：**涂兵雄（1984－），现任副教授，主要从事岩土锚固方面的研究工作。E-mail：tubingxiong@hqu.edu.cn

Calculation of grout compressive bearing capacity for compression anchor in rock mass

TU Bingxiong[1*], ZHENG Jinhuo[2], ZHANG Xiaoshuo[1], LI Zhiwei[3]

(1. *College of Civil Engineering*, *Huaqiao University*, *Xiamen*, *Fujian* 361021, *China*; 2. *Fujian Provincial Institute of Architectural Design and Research Co*., *Ltd*., *Fuzhou*, *Fujian* 350001, *China*; 3. *Fujian Academy of Building Research Co*., *Ltd*., *Fuzhou*, *Fujian* 350108, *China*)

Abstract: The lateral confinement of the rock mass can significantly enhance the grout compressive bearing capacity of compression anchors. However, this bearing capacity is difficult to quantify. Current specifications adopt empirical calculation methods, which tend to result in large deviations in calculation results. To address the aforementioned challenges in quantitative calculation, this paper develops a mechanical model that considers limited cracking depth of the rock mass surrounding the grout, derives a method for calculating the grout compressive bearing capacity, and systematically analyzes the influences of relevant parameters. The results indicate that when limited cracking is allowed in the surrounding rock mass, the axial stress sustained by the grouted body increases significantly. This stress shows a marked increase with the propagation of crack depth, ultimately reaching the compressive bearing capacity at the critical cracking depth. Under identical crack depths in the rock mass, the axial

收稿日期：2025－10－09；**修回日期：**2025－11－19

基金项目：福厦泉国家自主创新示范区建设省级专项资金项目（3502ZCQXT2022002）

Supported by the Collaborative Innovation Platform Project of Fuzhou-Xiamen-Quanzhou National Self-Innovation Zone (Grant No. 3502ZCQXT2022002)

stress sustained by the grouted body significantly increases with the elastic modulus of the grout and the tensile strength of the rock mass, while it decreases notably with an increase in the Poisson′s ratio of the grout and the elastic modulus of the rock mass. In contrast, the radius of the reinforcing bar and the Poisson′s ratio of the rock mass have negligible effects on the axial stress of the grouted body. To verify the method proposed in this study, field tests were conducted in moderately weathered granite. Through comparative analysis, the calculated results from this study are slightly larger than the measured values, but the overall trend is consistent with a high degree of agreement, which verifies the validity of the proposed method. This method provides valuable references for further theoretical research and engineering design related to the grout compressive bearing capacity of compression anchors.

Key words: rock mechanics; lateral confinement; compression anchor; grouted body; compressive bearing capacity; fracture depth coefficient

***Corresponding author:** TU Bingxiong (1984–), associate professor, is engaged in research on geotechnical anchorage. E-mail: tubingxiong@hqu.edu.cn

1 引 言

压力型锚杆在抗浮工程[1-2]、基坑工程[3-4]中大量使用，取得了良好的应用效果。压力型锚杆受拉时，荷载先通过全长无黏结筋体传递至与其连接的承压板，使承压板挤压灌浆体，进而依靠灌浆体与岩土体界面间的黏结力提供抗拔承载力。因此，灌浆体的受压承载力对保障压力型锚杆抗拔承载力至关重要。对于一般土体，压力型锚杆的抗拔承载力相对较低，而灌浆体抗压强度较高，相对不容易出现灌浆体受压破坏现象。但对于一般岩体，因岩体与灌浆体界面的黏结力往往较高，使得岩体中的压力型锚杆抗拔承载力相应较高，可能出现抗拔承载力大于承压板处灌浆体的受压承载力，导致灌浆体在被拔出破坏前先发生受压破坏，进而危及锚固工程安全。因此，岩体中灌浆体受压承载力的合理、准确计算是压力型锚杆设计的一个重要环节。

压力型锚杆灌浆体在岩体中受到侧向约束，约束作用的强弱直接影响承压板处灌浆体的受压承载力。规范[5]引入有侧限锚固段灌浆体强度增大系数(要求应由试验确定)，规程[6]引入灌浆体强度侧限增大系数(要求应由试验确定)，规程[7]引入锚固体局部受压强度综合系数(取值范围为 1.0～4.0，具体取值宜由试验确定)。在进行压力型锚杆承压板处灌浆体受压承载力设计计算时，利用该系数来考虑岩体侧限约束作用及其强弱。但是，规范[5]和规程[6]未给出明确的计算方法，主要是要求采用现场试验来确定该增大系数或受压承载力，导致其必须在现场开展专项测试，实际操作难度很大。规程[7]尽管提供了该综合系数的取值范围，但是取值范围太大，不仅没有量化计算公式，而且地层的差异性导致在实际工程设计中取值十分困难；同时也要求宜由试验确定，给前期设计造成很大的困难。由此可见，压力型锚杆灌浆体受压承载力设计计算时，岩体侧限引起的灌浆体受压承载力增大系数仍然存在取值难、测试难、量化难的问题，亟需开展进一步的深入研究。

目前，已有大量的研究人员针对压力型锚杆研究了锚固段轴力、浆土界面剪应力分布规律，分析了有效或合理锚固段长度，以及压力型锚杆的动力响应、蠕变性能等。尤春安[8]根据压力型锚索锚固段受力状态，求解了锚固段剪应力和轴力分布的理论解，讨论了锚固体、岩土体及其界面的力学参数对剪应力和轴力分布的影响。L. Ren 等[9]依托隧道压力型锚杆锚固工程，通过室内试验研究了压力型锚杆注浆体上轴向应力、界面剪切应力受钻孔偏差的影响和规律。卢 黎等[10]通过 Kelvin 解，推导了压力型锚杆锚固段的弹性黏结应力和正应力分布方程，总结了岩石条件下锚固段应力分布特点。易梅辉等[11]基于荷载传递法，建立了压力型锚杆荷载传递函数的微分方程，获得了锚固界面位移和锚固体轴力分布规律。张爱民和胡毅夫[12]利用 Love 位移与应力函数解，推导出压力型锚杆灌浆体与岩土体界面间的位移与剪应力分布特点，揭示了压力型锚杆锚固段的锚固效应特性。根据变形协调假定，贺建清等[13]推导了压力型锚杆锚固段应力分布的理论解，确定了有效锚固长度。张永兴等[14]通过缩尺模型试验，研究了在软质沉积岩条件下压力型锚杆的力学性能，提出了最佳锚固长度的基本范围。芮 瑞等[15]通过现场试验和数值模拟分析了压力分散型锚索灌浆体轴向应变与切向剪应力的分布规律，探讨了轴向压缩量对荷载传递特性的影响，并提出了锚固段设计长度的建议。X. Lei 等[16]对压力型锚杆锚固边坡进行了振动台试验，对压力型锚杆

在不同荷载下的动力响应进行了研究。N. K. Kim[17]通过现场试验研究了压力型锚杆的承载力性能和蠕变、松弛性能。

但是，压力型锚杆承受荷载后，承压板处灌浆体首先受到压力作用，其受力机制与破坏模式鲜有报道。冉孟吉等[18]对压力型锚杆灌浆体受压承载机制开展了试验研究，结果表明灌浆体在受压时引起径向膨胀变形，进而造成模拟岩体开裂，并初步探明了模拟岩体的约束作用对其受压承载力的影响机制。通过建立的压锥力学模型，基于应变解和应力解推导了灌浆体的受压承载力计算公式。尽管该方法仅适用于有限直径的模拟岩体，但为本文进一步研究灌浆体的径向膨胀对受压承载力的影响及建立有限开裂深度模型奠定了一定的基础。

综上所述，压力型锚杆灌浆体受压承载力设计计算仍缺乏理论支撑，尚没有能可靠量化岩体约束作用的设计方法。基于此，本文拟针对岩体中压力型锚杆锚固段灌浆体受力特点，提出岩体有限开裂深度的求解思路，建立相应的力学模型，推导灌浆体受压承载力计算公式，以量化岩体的约束作用，为后续理论研究与工程设计提供依据。

2　理论假设与基本模型

冉孟吉等[18]通过开展模拟岩体压力型锚杆灌浆体受压承载试验，发现灌浆体受压后，在受压处沿灌浆体轴线的局部高度范围产生较为明显的径向膨胀，使灌浆体周边的模拟岩体(试验材料为混凝土)开裂，导致其对灌浆体的约束作用显著下降，最终灌浆体受压破坏。灌浆体接近破坏时，周边的模拟岩体产生近似以灌浆体为中心、较为对称的放射状裂缝(典型裂缝为 3 条主裂缝)，随着荷载的增加，裂缝快速向外延伸，且宽度迅速增大，直至最终破坏。岩体开裂破坏现象模拟试验如图 1 所示。



(a) 加载　(b) 开裂　(c) 破坏
(a) Loading　(b) Cracking　(c) Failure

图 1　岩体开裂破坏现象模拟试验

Fig.1　Simulation test on rock mass cracking and failure phenomenon

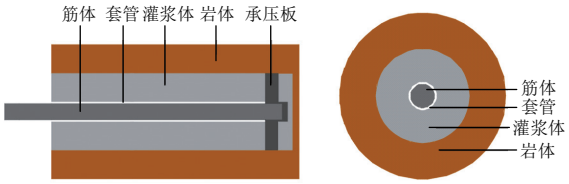
为便于建立岩体压力型锚杆灌浆体受压承载力计算模型及理论推导，设定以下假设：

(1) 岩体为各向同性的均质体，灌浆体是理想的弹脆性体。

(2) 承压板处灌浆体的主要受压侧胀高度范围内(约灌浆体直径的 1.5 倍)，灌浆体与岩体界面的剪应力可忽略不计，灌浆体横截面上的轴向应力呈均匀分布。

(3) 灌浆体周边岩体开裂时，裂缝为交汇于灌浆体圆心的轴对称等深度直线形裂缝，裂缝间岩体保持完整，以裂缝深度形成等效开裂圆的圆周上径向应力均相等。

压力型锚杆结构示意图如图 2 所示。对于图中的灌浆体(其内孔直径简化为筋体直径)和岩体(其内孔直径等于灌浆体直径)，均可视为中空的圆筒结构。在承压板上方取一横截面，可以分别将岩体和灌浆体简化为中空圆环，对其进行独立的受力分析。



(a) 剖面　(b) 浆体横截面
(a) Section　(b) Cross section of slurry

图 2　压力型锚杆结构示意图

Fig.2　Schematic diagram of the compression-type anchor structure

压力型锚杆受到荷载作用时，荷载通过无黏结的筋体传递至承压板，进而依靠承压板挤压灌浆体，使其在轴向受压。在承压板附近，灌浆体受到的压力荷载最大，因径向膨胀而挤压岩体。对内、外壁受均匀径向应力的中空圆环力学模型(见图 3)，根据《弹性力学简明教程》[19]中平面轴对称问题的极坐标解答，有

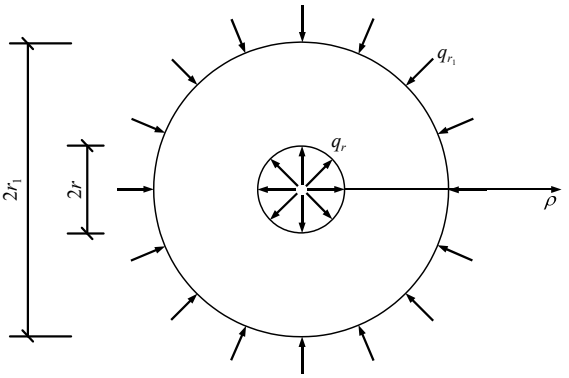


图 3　内、外壁受压圆环力学模型

Fig.3　Mechanical model of a circular ring subjected to internal and external pressure

$$\sigma_{\theta,\ r_1}=-\frac{2r^2}{r_1^2-r^2}q_r+\frac{r_1^2+r^2}{r_1^2-r^2}q_{r_1} \tag{1}$$

$$u_r=\frac{(q_r r^2-q_{r_1}r_1^2)(1-\nu)r-rr_1^2(q_{r_1}-q_r)(1+\nu)}{E(r_1^2-r^2)} \tag{2}$$

式中：$\sigma_{\theta,\ r_1}$ 为圆环外壁处环向应力(符号统一规定为：正号表示压应力，负号表示拉应力)，r 为圆环内壁的半径，r_1 为圆环外壁的半径，q_r 为圆环内壁所受均匀压应力，q_{r_1} 为圆环外壁所受均匀压应力，u_r 为圆环内壁处径向位移，ν 为圆环体的泊松比，E 为圆环体的弹性模量。

3　岩体有限开裂深度模型

3.1　理论模型

当压力型锚杆受到的荷载逐渐增加，灌浆体在承压板处的轴向应力随之增大，导致岩体在内壁(钻孔孔壁)受到的径向应力、环向应力都进一步增大。当岩体内壁处的环向拉应力超过岩体抗拉强度时，岩体开裂且裂缝逐步延伸，在裂缝的终点处，其环向应力刚好为岩体抗拉强度。本文结合前期试验结果[18]与第三条假设，以 3 条对称等深度直线裂缝为例，绘制包含等效开裂圆环模型示意图，如图 4 所示，其中，I 区为灌浆体，II 区为有限开裂深度的等效圆环岩体，III 区为未开裂的岩体。

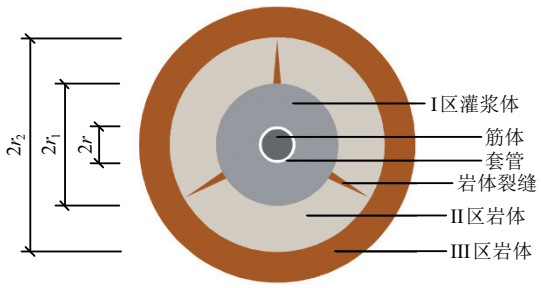


图 4　岩体等效开裂圆环模型示意图

Fig.4　Schematic diagram of equivalent cracking circular ring model for rock mass

对于 I 区灌浆体，其内孔因穿设有无黏结筋体，忽略筋体的径向变形，取内壁的径向位移为 0，将 $u_r=0$ 代入式(2)，化简可得

$$q_r=\frac{2r_1^2}{r_1^2+r^2+\nu_g(r_1^2-r^2)}q_{r_1} \tag{3}$$

式中：ν_g 为 I 区灌浆体泊松比；r 为灌浆体内孔的半径，可简化为筋体的半径；r_1 为灌浆体半径。

将式(3)代入式(1)，得 I 区灌浆体外壁环向应力：

$$\sigma_{\theta,\ r_1}=-\frac{r_1^2-r^2+\nu_g(r_1^2+r^2)}{r_1^2+r^2+\nu_g(r_1^2-r^2)}q_{r_1} \tag{4}$$

式中：$\sigma_{\theta,\ r_1}$ 为 I 区灌浆体外壁处环向应力。

取 I 区承压板处局部灌浆体建立圆筒力学模型进行受力分析，如图 5 所示。根据徐芝纶[19]中的弹性体几何方程及物理方程，有

$$u_{r_1}=\frac{r_1}{E_g}[-\sigma_{\theta,\ r_1}+\nu_g(\sigma_z+\sigma_{\rho,\ r_1})] \tag{5}$$

式中：u_{r_1} 为轴向应力 σ_z 作用下灌浆体外壁径向位移；E_g 为灌浆体弹性模量；σ_z 为承压板处灌浆体所受轴向应力；$\sigma_{\rho,\ r_1}$ 为灌浆体外壁处径向应力，其值为 q_{r_1}。

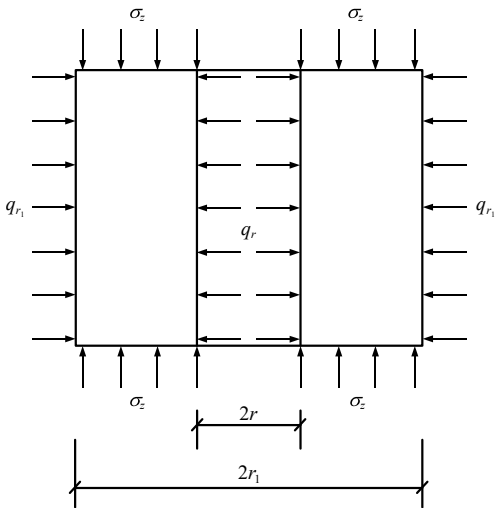


图 5　承压板处灌浆体受压圆筒力学模型

Fig.5　Compressed grout cylinder model at the bearing plate

对于 II 区岩体，内壁半径为 r_1，内壁处所受均匀压应力为 q_{r_1}；II 区岩体等效圆环的外壁半径为 r_2，外壁处所受均匀压应力为 q_{r_2}，根据内外壁受力平衡可得

$$q_{r_x}=\frac{r_2}{r_x}q_{r_2} \tag{6}$$

式中：r_x 为 II 区岩体某一位置处半径，q_{r_x} 为半径 r_x 处的径向压应力。

由《材料力学》[20]可知，II 区岩体开裂后，依据假定裂缝之间的岩体为完整的岩块，其压缩变形为

$$u_{\mathrm{II}}=\int_{r_1}^{r_2}\frac{q_{r_x}}{E_s}\mathrm{d}r_x \tag{7}$$

式中：u_{II} 为 II 区开裂岩体径向压缩变形。

将式(6)代入式(7)，化简可得

$$u_{\mathrm{II}}=\frac{q_{r_2}r_2}{E_s}\ln\frac{r_2}{r_1} \tag{8}$$

对于 III 区岩体，其力学模型可以简化为内部开孔直径为r_2，开孔内壁受径向应力为q_{r_2}的半无限弹性体。III 区岩体内壁处的径向应力$\sigma_{\rho,\ r_2,\ \mathrm{III}}$、环向应力$\sigma_{\theta,\ r_2,\ \mathrm{III}}$均为$q_{r_2}$，则径向位移可表示为

$$u_{r_2,\ \mathrm{III}}=\frac{(1+\nu_{\mathrm{s}})r_2 q_{r_2}}{E_{\mathrm{s}}} \tag{9}$$

式中：$u_{r_2,\ \mathrm{III}}$为 III 区岩体内壁处径向位移。

3.2 岩体临界开裂深度

依据变形协调原则，II 区开裂岩体内壁处径向总位移为 II 区开裂岩体弹性压缩变形与 III 区未开裂岩体内壁径向位移之和：

$$U_r=u_{\mathrm{II}}+u_{r_2,\ \mathrm{III}} \tag{10}$$

式中：U_r为 II 区开裂岩体内壁处径向总位移。

将式(8)，(9)代入式(10)并化简可得

$$U_r=\frac{q_{r_2}r_2}{E_{\mathrm{s}}}\left(\mathrm{In}\frac{r_2}{r_1}+\nu_{\mathrm{s}}+1\right) \tag{11}$$

对于 II 区的环状开裂岩体，II 区开裂岩体内壁的总径向位移等于 I 区灌浆体外壁的径向位移，即

$$u_{r_1}=U_r \tag{12}$$

将式(4)，(5)，(11)代入式(12)，整理可得

$$\sigma_z=\left[\frac{E_{\mathrm{g}}}{E_{\mathrm{s}}}\left(\mathrm{In}\frac{r_2}{r_1}+\nu_{\mathrm{s}}+1\right)+\frac{(r_1^2-r^2)(1-\nu_{\mathrm{g}}^2)}{r_1^2+r^2+\nu_{\mathrm{g}}(r_1^2-r^2)}\right]\frac{q_{r_2}r_2}{\nu_{\mathrm{g}}r_1} \tag{13}$$

当岩体的环向应力大于其抗拉强度时，岩体便会产生开裂，裂缝随轴向压应力增大进一步开展并向岩体深处延伸。在裂缝延伸终点位置处，岩体处于即将开裂而尚未开裂状态，环向应力刚好等于岩体抗拉强度f_{t}，将式(13)整理为

$$\sigma_z=kf_{\mathrm{t}} \tag{14}$$

式中：k为计算系数。令$\alpha=r/r_1$为筋径比，即筋体直径与钻孔直径之比，$\beta=(r_2-r_1)/r_1$为裂缝深度系数，即岩体裂缝开展深度与钻孔半径之比，则有

$$k=\{E_{\mathrm{g}}(\beta+1)[\mathrm{In}(\beta+1)+\nu_{\mathrm{s}}+1][\alpha^2+1+\nu_{\mathrm{g}}(1-\alpha^2)]+E_{\mathrm{s}}(\beta+1)(1-\alpha^2)(1-\nu_{\mathrm{g}}^2)\}/\{E_{\mathrm{s}}\nu_{\mathrm{g}}[\alpha^2+1+\nu_{\mathrm{g}}(1-\alpha^2)]\}$$

当$\beta>0$时，岩体发生开裂。当$\beta=0$时，岩体在钻孔孔壁处即将开裂而未产生开裂时，岩体环向拉应力刚好达到抗拉强度，此时有

$$k=\frac{E_{\mathrm{g}}(1+\nu_{\mathrm{s}})[1+\alpha^2+\nu_{\mathrm{g}}(1-\alpha^2)]+E_{\mathrm{s}}(1-\alpha^2)(1-\nu_{\mathrm{g}}^2)}{E_{\mathrm{s}}\nu_{\mathrm{g}}[1+\alpha^2+\nu_{\mathrm{g}}(1-\alpha^2)]}$$

综上，考虑岩体有限开裂深度时，通过式(14)则可以计算出灌浆体所受轴向应力。在承压板处，灌浆体受压破坏前，随着轴向应力持续增大，灌浆体持续产生径向膨胀变形，II 区岩体的开裂深度持续增大。当灌浆体的径向膨胀变形达到最大时，灌浆体刚好被压碎，II 区岩体裂缝开展深度达到临界值，相应的灌浆体轴向应力达到灌浆体受压承载力。

对于半径为r_1的受压短圆柱体(灌浆体)，假定其在σ_z的轴向压力作用下产生均匀的径向应变，由《材料力学》[20]，有

$$\Delta r_1=\frac{\sigma_z\nu_{\mathrm{g}}r_1}{E_{\mathrm{g}}} \tag{15}$$

式中：Δr_1为灌浆体径向膨胀变形。

在无约束状态下，当轴向压力达到受压承载力时，灌浆体刚好发生破坏，此时灌浆体的径向位移为极限径向变形。对于岩体中的压力型锚杆，在岩体约束作用下，当承压板处灌浆体所受轴向应力较小时，岩体没有开裂；当所受轴向应力增大，岩体钻孔孔壁开裂；随着轴向应力的进一步增加，岩体中径向裂缝深度逐渐扩展，达到临界裂缝深度时，灌浆体破坏。假定压力型锚杆承压板处灌浆体破坏时，灌浆体的径向变形等于其在无约束受压时的极限径向变形，即可求得岩体的临界裂缝深度，进而求解灌浆体在岩体约束下的受压承载力。

将灌浆体的抗压强度代入式(15)，即可得到灌浆体的极限径向变形：

$$\Delta r_{1,\ \max}=\frac{f_{\mathrm{c}}\nu_{\mathrm{g}}r_1}{E_{\mathrm{g}}} \tag{16}$$

式中：f_{c}为灌浆体(砂浆)的立方体试件抗压强度。

在岩体约束作用下，灌浆体发生破坏前，灌浆体外壁的径向位移不大于其极限径向变形，联立式(11)，(16)可得

$$\frac{f_{\mathrm{t}}r_2}{E_{\mathrm{s}}}\left(\mathrm{In}\frac{r_2}{r_1}+\nu_{\mathrm{s}}+1\right)\leqslant\frac{f_{\mathrm{c}}\nu_{\mathrm{g}}r_1}{E_{\mathrm{g}}} \tag{17}$$

将β代入式(17)，取灌浆体破坏时的径向应变等于其极限径向应变，可得

$$\ln(\beta+1)+\nu_{\mathrm{s}}+1=\frac{E_{\mathrm{s}}f_{\mathrm{c}}\nu_{\mathrm{g}}}{E_{\mathrm{g}}f_{\mathrm{t}}}\frac{1}{\beta+1} \tag{18}$$

由式(18)可得灌浆体破坏时相应岩体内部的最大裂缝开展深度，并计算出临界裂缝深度系数$\beta_{\max}$。式(18)为超越函数，无法直接得到$\beta_{\max}$的显式表达式。但是，式(18)左侧是β在一、四象限单调递增的

对数函数，右侧是 β 在一、三象限单调递减的双曲线函数，由于 β 不小于 0，故式(18)在第一象限有唯一解，采用数值迭代，可以快速求出 β_{max} 的值。

3.3　灌浆体受压承载力

将式(18)采用数值解计算的临界裂缝深度系数代入式(14)，同时考虑压力型锚杆承压板直径小于钻孔直径工况，参照标准[21]引入局部受压强度提高系数，可求得岩体在临界裂缝深度时对应的灌浆体受压承载力：

$$F=\pi(r_1^2-r^2)\frac{r_1}{r_0}k_c f_t \tag{19}$$

式中：F 为灌浆体的受压承载力；r_0 为承压板半径；k_c 为临界计算系数，按临界裂缝深度系数 β_{max} 进行计算。

式(19)中临界计算系数取计算系数时，则可计算得到压力型锚杆承压板处灌浆体在岩体不同开裂深度控制条件下的承载力。

4　灌浆体与岩体参数的影响分析

为重点研究灌浆体与岩体力学参数，钢筋半径及岩体开裂深度对压力型锚杆承载体处灌浆体承受轴向应力和受压承载力的影响，对各参数进行赋值后按本文推导得到的式(14)，(19)进行计算和对比分析。选取各参数基准值如下：灌浆体弹性模量 E_g=15 GPa，灌浆体泊松比 ν_g=0.25，灌浆体抗压强度 f_c=35 MPa，岩体弹性模量 E_s=20 GPa，岩体泊松比 ν_s=0.2，岩体抗拉强度 f_t=3.5 MPa，筋体半径 r = 20 mm，灌浆体半径 r_1 = 90 mm，按式(18)可计算出临界裂缝深度系数 β_{max} ≈0.841，对应最大轴向应力 σ_{zmax} = 52.9 MPa。分析某一参数时，被分析参数依据基准值在合理范围内变化取值，其余参数取基准值，再按式(14)和(19)可以分别求解承压板处灌浆体轴向应力以及受压承载力。基准值主要基于常规工程数值，结合岩体压力型锚杆特点选取一定的变化区间，如水下注浆形成的灌浆体弹性模量为 10～30 MPa(孔底泥浆含量越大，弹性模量越低)，抗浮锚杆采用精轧螺纹钢筋的常规直径一般为 25～40 mm，钻孔直径一般取 150～200 mm，筋径比 α 取值范围适当扩大为 0.15～0.31。

4.1　灌浆体弹性模量

灌浆体弹性模量 E_g 对灌浆体轴向应力 σ_z 的影响如图 6 所示。可以看出，临界裂缝深度系数 β_{max} 随灌浆体弹性模量 E_g 的增大而减小。在相同裂缝深度系数条件下，灌浆体轴向应力 σ_z 随灌浆体弹性模量 E_g 的增大而线性增大。在岩体未产生开裂而即将开裂(β=0)时，当 E_g 从 10 GPa 增大到 30 GPa。σ_z 从 18.1 MPa 增大到 34.9 MPa，增幅达到了 92.8%，灌浆体受压承载力从 438.1 kN 增大到 844.5 kN。允许岩体发生一定深度的开裂，当 β=0.4 时，E_g 从 10 GPa 增大到 20 GPa，σ_z 增加 15.1 MPa，增幅达 71.3%；当 β=0.8 时，E_g 从 10 GPa 增大到 15 GPa，σ_z 增加 11.3 MPa，增幅约 39.2%。

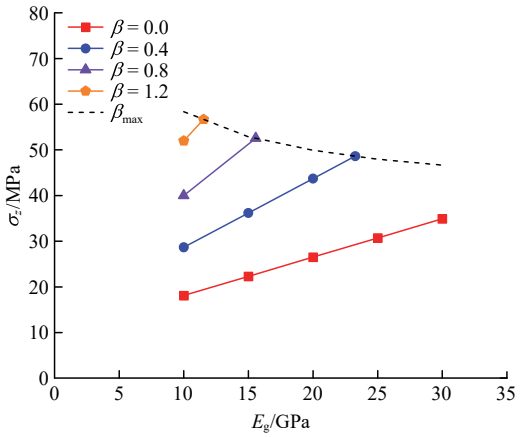


图 6　灌浆体弹性模量对轴向应力的影响

Fig.6　Effect of grout elastic modulus on axial stress

灌浆体弹性模量 E_g 相同时，灌浆体轴向应力 σ_z 随裂缝深度系数 β 的增大显著增加，相应的受压承载力随岩体裂缝开展深度的增大而大幅提高。E_g 为 10 GPa，裂缝深度系数 β 由 0.0 增大到 0.4，0.8，1.2 时，σ_z 由 18.1 MPa 增大到 28.7，40.0，52.0 MPa，增量分别为 10.6，21.9，33.9 MPa，增幅分别为 58.5%，120.9%，187.2%，增幅显著。由此可见，当不允许岩体在孔壁处出现裂缝时，灌浆体轴向应力需控制在相对较低的水平，相应的灌浆体受压承载力也较低。当允许岩体内部出现一定深度的裂缝时，灌浆体径向变形可允许大一些，灌浆体轴向应力相应显著增加，受压承载力也大幅提高。

4.2　灌浆体泊松比

图 7 为灌浆体泊松比 ν_g 对轴向应力 σ_z 的影响规律。整体而言，临界裂缝深度系数 β_{max} 随灌浆体泊松比 ν_g 的增大而增大。ν_g 从 0.20 增大到 0.36 时，β_{max} 从 0.597 增加到 1.340(增幅达 124.5%)，σ_z 从 55.6 MPa 下降到 48.5 MPa，降幅仅为 12.8%，表明尽管灌浆体泊松比对临界裂缝深度系数的影响较大，但是对灌浆体受压承载力的影响相对较小。

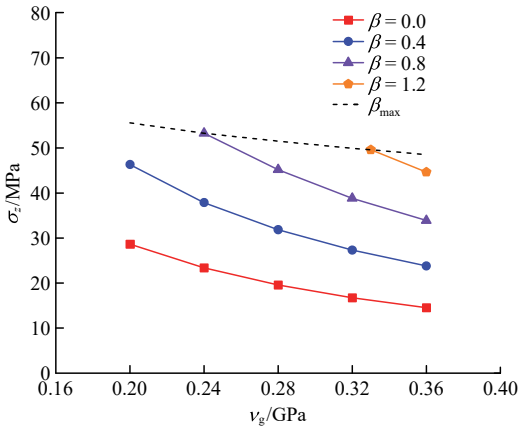


图 7　灌浆体泊松比对轴向应力的影响

Fig.7　Effect of grout Poisson ratio on axial stress

在相同裂缝深度系数条件下，灌浆体轴向应力 σ_z 随灌浆体泊松比 ν_g 的增大近似线性减小。ν_g 从 0.24 增大到 0.36 时：当岩体未产生开裂而即将开裂($\beta=0$)时，σ_z 从 23.4 MPa 下降到 14.5 MPa，降幅约 38.0%；相应 $\beta=0.4$，0.8 的 σ_z 降幅分别为 37.2%，36.8%。表明在相同的裂缝深度系数下，灌浆体泊松比的增大会显著降低灌浆体的轴向应力。

灌浆体泊松比 ν_g 相同时，灌浆体轴向应力 σ_z 随裂缝深度系数 β 的增大而显著增加。$\nu_g=0.28$ 时，裂缝深度系数 β 由 0.0 增大到 0.4，0.8 时，σ_z 由 19.6 MPa 分别增大到 31.8，45.2 MPa，增量分别为 12.2，25.6 MPa，增幅分别为 62.2%，130.6%，增幅显著。

4.3　岩体弹性模量

图 8 为岩体弹性模量 E_s 对轴向应力 σ_z 的影响规律图。整体而言，临界裂缝深度系数 β_{max} 随岩体弹性模量 E_s 的增大而增大。岩体弹性模量 E_s 从 10 GPa 增大到 30 GPa 时，β_{max} 从 0.203 增加到 1.406，增量为 1.203，增幅高达 593%。这表明岩体弹性模量越大，临界裂缝深度系数越大。

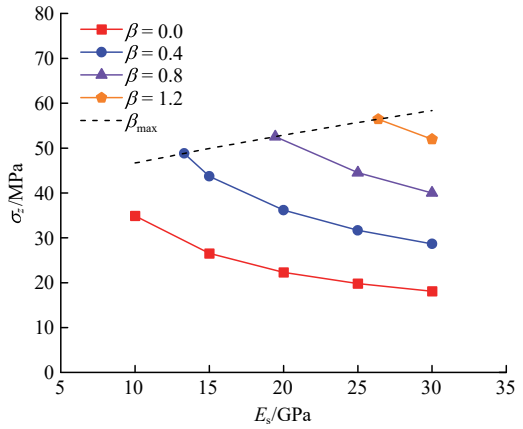


图 8　岩体弹性模量对轴向应力的影响

Fig.8　Effect of rock mass elastic modulus on axial stress

当岩体未产生开裂而即将开裂($\beta=0$)时，E_s 从 20 GPa 增大到 30 GPa，σ_z 从 22.3 MPa 降低到 18.1 MPa，减小约 4.2 MPa，降幅约 18.8%。当允许岩体产生开裂，E_s 约为 13.3 GPa 时，$\beta_{max}=0.4$。以 $\beta=0.4$ 为例，E_s 从 20 GPa 增大到 30 GPa，σ_z 从 36.2 MPa 降低到 28.7 MPa，减小约 7.5 MPa，降幅约 20.7%；但与 $\beta=0.0$ 时相比，增幅分别达 62.2%，58.6%。当 $E_s\approx19.44$ GPa 时，$\beta_{max}=0.8$。以 $\beta=0.8$ 为例，E_s 从 20 GPa 增大到 30 GPa，σ_z 从 51.3 MPa 降低到 40.0 MPa，减小约 11.3 MPa，降幅约 22.0%；但与 $\beta=0.4$ 时相比，分别提高 41.8%，39.4%。可见，相同裂缝深度系数时，灌浆体受压承载力随岩体弹性模量的增大而减小；岩体弹性模量相同时，受压承载力随裂缝深度系数的增大而显著增加。

4.4　岩体泊松比

在不同岩体开裂深度系数下，岩体泊松比 ν_s 对轴向应力 σ_z 的影响如图 9 所示。当岩体未产生开裂而即将开裂($\beta=0$)时，ν_s 从 0.20 增大到 0.36，σ_z 从 22.3 MPa 增大到 24.0 MPa，增幅仅约 7.6%。当岩体产生开裂时，以 $\beta=0.4$ 为例，ν_s 从 0.20 增大到 0.36，σ_z 从 36.2 MPa 增大到 38.5 MPa，增幅仅约 6.4%，但相比 $\beta=0$ 有明显提高。可见，在相同的裂缝深度系数条件下，σ_z 随着 ν_s 的增大呈线性增长，但增幅较小，即岩体泊松比对灌浆体的轴向应力影响很小；相同岩体泊松比下，随着裂缝深度系数的增大，灌浆体的轴向应力大幅提高。

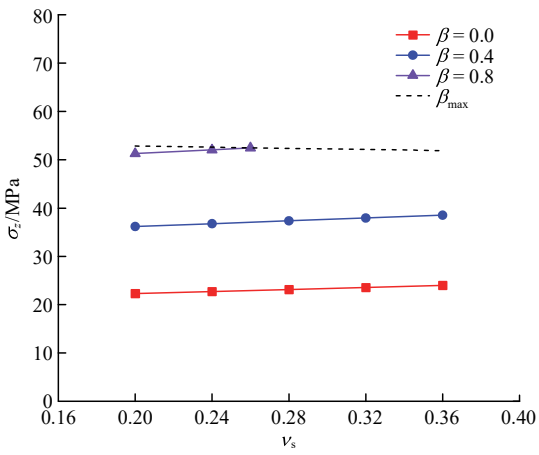


图 9　岩体泊松比对轴向应力的影响

Fig.9　Effect of rock mass Poisson ratio on axial stress

ν_s 从 0.20 增大到 0.36 时，β_{max} 由 0.841 下降到 0.741，降幅约 11.9%(其中，ν_s 从 0.24 增加到 0.32 时，β_{max} 降幅仅 6.1%)，相应的灌浆体受压承载力从 52.9 MPa 下降到 51.9 MPa，降幅仅约 1.9%。这

表明不同岩体泊松比及其对应的最大裂缝深度系数条件下，灌浆体的受压承载力变化也很小。总体而言，岩体泊松比对灌浆体受压承载力的影响可以忽略不计。

4.5 岩体抗拉强度

岩体抗拉强度 f_t 对轴向应力 σ_z 的影响如图 10 所示。整体而言，相同裂缝深度系数下，σ_z 随 f_t 的增大呈线性增大趋势；相同岩体抗拉强度条件下，裂缝深度系数越大，灌浆体轴向应力越大。

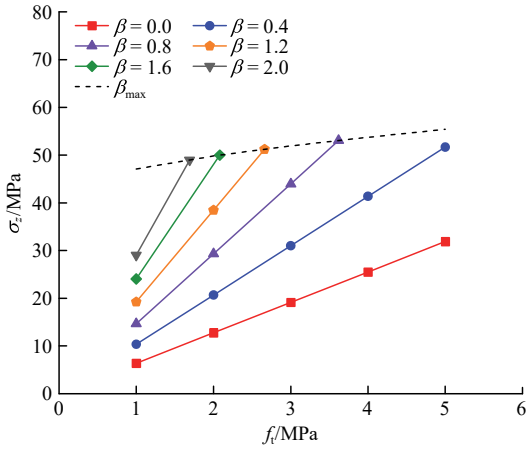


图 10　岩体抗拉强度对轴向应力的影响

Fig.10　Effect of rock mass tensile strength on axial stress

当岩体未产生开裂而即将开裂($\beta=0$)时，f_t 从 1 MPa 增加到 5 MPa，σ_z 从 6.4 MPa 增加到 31.9 MPa，增幅高达 398.4%。当岩体产生开裂时，以 $\beta=0.4$ 为例，f_t 从 1 MPa 增加到 5 MPa，σ_z 从 10.3 MPa 增加到 51.7 MPa，增幅高达 401.9%；同 $\beta=0.0$ 时相比，分别提高 60.9%(1 MPa 时)和 62.1%(5 MPa 时)，可见裂缝开展深度对灌浆体轴向应力影响十分显著。岩体抗拉强度 f_t 从 1 MPa 增加到 5 MPa 时，最大裂缝深度系数从 3.36 减小到 0.47，表明随着岩体抗拉强度的提高，灌浆体轴向应力达到最大值时对应的岩体最大开裂深度越小；同时，相应的灌浆体受压承载力从 47.1 MPa 近似线性增加到 55.4 MPa，增幅约 17.6%，表明岩体抗拉强度与灌浆体受压承载力呈正相关关系。

4.6 锚杆筋体半径

锚杆筋体半径对灌浆体轴向应力 σ_z 的影响采用筋径比 α 分析，如图 11 所示。可以看出在 β 相同时，σ_z 随 α 的增大而略微减小且近似线性变化；但在 α 相同时，σ_z 随 β 的增大而显著提高。当岩体未产生开裂而即将开裂($\beta=0$)时，α 从 0.15 增加到 0.31 时，相应 σ_z 从 22.7 MPa 降低至 21.6 MPa，降幅仅约 4.8%。当岩体产生开裂时，以 $\beta=0.4$ 为例，

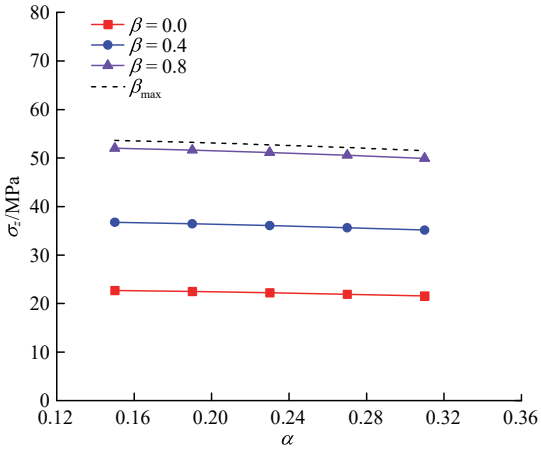


图 11　筋径比对轴向应力的影响

Fig.11　Effect of reinforcement ratio(bar diameter to borehole diameter) on axial stress

α 从 0.15 增加到 0.31 时，相应 σ_z 从 36.8 MPa 降低至 35.1 MPa，降幅仅约 4.6%；同 $\beta=0.0$ 时相比，灌浆体轴向应力分别提高 62.1%($\alpha=0.15$ 时)，62.5%($\alpha=0.31$ 时)。α 从 0.15 增加到 0.31 时，β_{max} 均为 0.841，而相应灌浆体受压承载力从 53.6 MPa 减小到 51.5 MPa，降幅仅约 3.9%，几乎可以忽略。整体而言，锚杆筋体半径对灌浆体轴向应力及受压承载力的影响很小，可以忽略不计。

4.7 岩体开裂深度

依据前文参数计算的岩体最大裂缝深度系数为 0.841，图 12 为灌浆体轴向应力 σ_z 随岩体不同裂缝深度系数 β 的变化曲线。从图中可以明显看出，灌浆体轴向应力随裂缝深度系数增大近似成线性显著增加。当 β 从 0.0 增至 0.841 时，σ_z 从 22.3 MPa 增大至 52.9 MPa，增幅高达 137.2%。这表明严格控制岩体在钻孔内壁不允许出现开裂时，对应的灌浆体能承受的轴向应力很小；允许灌浆体周边岩体出现有限深度的裂缝时，灌浆体并未发生破坏，而岩体

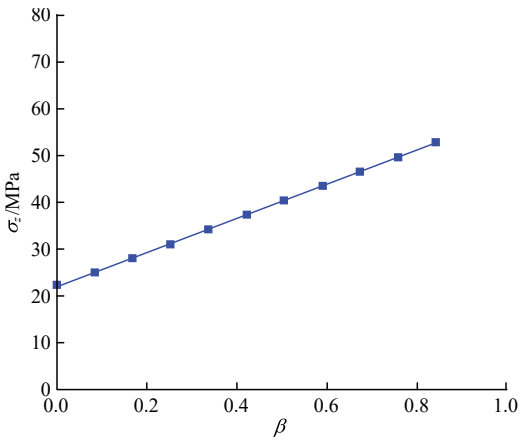


图 12　裂缝深度对灌浆体轴向应力的影响

Fig.12　Effect of fracture depth on axial stress of grout body

对灌浆体的约束效应使得灌浆体能承受的轴向应力显著提高。当岩体开裂深度达到临界裂缝深度时，灌浆体轴向应力达到抗压承载力。

5　试验验证

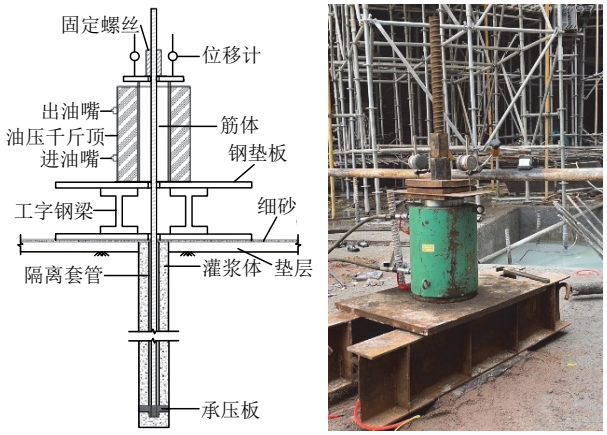
5.1　试验与检测

为验证本文关于岩体压力型锚杆灌浆体受压承载力计算的合理性，在厦门市嘉丽广场工程项目上，选取中风化地层进行压力型锚杆灌浆体受压承载力的试验。试验场地选址在地下四层基底处揭露的中风化花岗岩地层，矿物成分以长石、石英为主，取芯率为 75%～90%，岩芯 *RQD* 值为 60～80，岩石为较硬岩，岩体完整程度属较破碎～较完整，基底下分布均匀，厚度约 8 m。

试验压力型锚杆锚固段长度设计为 1.5，2.5，3.5 m 三组，每组 2 根，共计 6 根。在试验过程中，为消除筋体与灌浆体之间的摩擦力，先在筋体表面涂抹润滑油，再利用热缩管包裹筋体，然后在热缩管表面涂抹润滑油后，外套 PVC 管，并对其底部端头进行密封。PVC 管外壁再次涂抹润滑油，杆体底部安装端帽，保证筋体的对中效果。由于试验锚杆长度较小，钻孔后先注浆，拔出注浆管后，再缓慢下放锚杆杆体，并使杆体垂直居中在钻孔内。

试验采用 PSB1080 级的直径为 40 mm 精轧螺纹钢作为锚杆筋体(理论屈服拉力 1350 kN)，灌浆体直径为 180 mm，承压板为直径 160 mm，厚度 25 mm 的 Q235 钢垫板，对中围焊配套 M40 螺母。灌浆体采用普通硅酸盐水泥，现场取样制作的边长为 70.7 mm 立方体试块，共测试 3 组总计 18 个试件，每组测试得到的水泥浆立方体抗压强度分别为 34.8，36.5，37.9 MPa。结合场地勘察报告及工程经验，取中风化花岗岩的弹性模量 20 GPa，泊松比 0.2，抗压强度 35 MPa，抗拉强度 3.5 MPa。

试验时，为明确区分灌浆体拔出破坏与承压板前灌浆体受压破坏，灌浆体受压承载力检测采用自平衡式检测试验方法[22]。其做法为：先在孔口采用细砂找平，然后钢板压顶灌浆体，钢板边长 0.8 m，厚度 30 mm，中心开孔直径约 48 mm(刚好匹配精轧螺纹钢筋)，然后在其上方依次安装型钢、钢垫板及千斤顶，如图 13 所示。由于底部承压板和顶部钢板均直接压顶灌浆体，采用自平衡式检测方法进行检测时，承压板与钢垫板之间的灌浆体受压而无法拔出，保证了压力型锚杆灌浆体压碎破坏模式的唯一性。



(a) 示意图　(b) 现场试验图

(a) Schematic diagram　(b) Field test diagram

图 13　锚杆自平衡检测方法示意图

Fig.13　Schematic of the self-balanced anchor testing method

5.2　试验结果及验证

现场 6 根试验锚杆分级加载到 1 300 kN 后终止试验(因为张拉力接近钢筋理论屈服拉力值，且精轧螺纹钢筋含碳量较高，在屈服时容易快速断裂并弹射，可能导致现场安全事故)，荷载－位移(*P*-*s*)曲线如图 14 所示。首先，按标准[21]计算灌浆体局部承压增大系数为 1.125；然后，按实测灌浆体立方体抗压强度 34.8～37.9 MPa，计算出临界裂缝深度系数为 0.834～0.938；最后，按式(19)计算出灌浆体受压承载力为 1 431.3～1 543.1 kN，相应灌浆体受到的轴向应力为 56.3～60.7 MPa。本文方法理论计算受压承载力比实测结果高 1～2 级荷载(后期荷载分级为 100 kN)，相应破坏荷载高 2～3 级。而据图 14 可以判断，压力型锚杆灌浆体受压承载力均大于 1 300 kN。

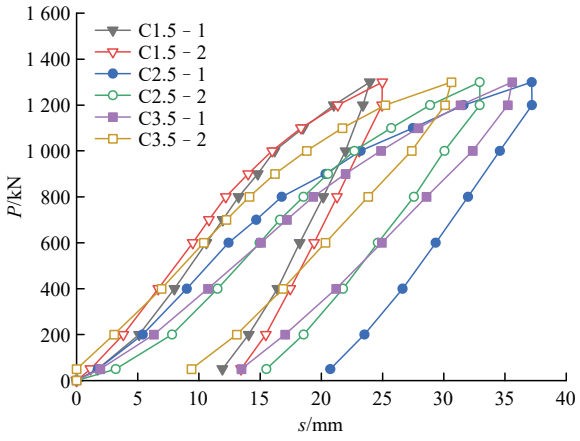


图 14　试验锚杆荷载－位移曲线

Fig.14　Load-displacement curves of the test anchor

进一步根据测试数据增补每级荷载下的平均位移增长速率 *V*(该级荷载下的位移增量与荷载增

量的比值)，绘制曲线图 15(图中，C1.5－1 表示锚杆锚固长度为 1.5 m，序号为 1)。从图中可以看出，荷载为 200～1 100 kN 时，平均位移增长速率除 C2.5－1 外均小于 0.03 mm/kN，相对较为稳定；而荷载由 1 200 kN(轴向应力为 47.2 MPa)加载至 1 300 kN(轴向应力为 51.1 MPa)时，各种锚杆的平均位移增长速率均显著快速增加，且均超过 0.03 mm/kN，最大为 0.056 mm/kN。由于杆体拉力小于精轧螺纹钢筋屈服拉力 1 350 kN，杆体未破坏，分析判断灌浆体可能因受轴向压力较高而即将破坏，这与本文理论计算结果区间基本吻合。

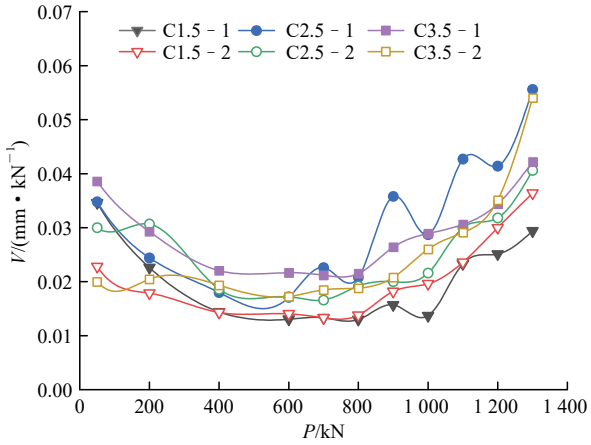


图 15　试验锚杆平均位移增长速率－荷载曲线

Fig.15　Load-average displacement growth rate curves of the test anchor

按规程[7]取灌浆体强度侧限增大系数为 1～4，计算可得现场试验锚杆灌浆体受压承载力为 885～3 540 kN(f_c = 34.8 MPa)和 964～3 856 kN(f_c = 37.9 MPa)，平均为 924.5～3 698.0 kN。可见，按规范计算结果区间远大于本文计算区间范围 1 431.3～1 543.1 kN，且容易造成较大偏差。而本文提出的岩体压力型锚杆锚固段灌浆体受压承载力计算方法，具有理论依据充分，计算区间范围窄，偏差小且与现场试验结果较为吻合的特点，可为压力型锚杆灌浆体承载力设计提供良好的理论依据和量化计算参考。

6　结　论

针对目前岩体压力型锚杆承载体处灌浆体受压承载力难以准确量化计算的问题，通过建立灌浆体周边岩体有限开裂深度模型，考虑岩体对灌浆体的约束作用，推导了灌浆体受压承载力计算公式，进而对岩体压力型锚杆灌浆体受压承载力及灌浆体、岩体的力学参数对其影响进行了研究，并将理论计算结果与现场试验测试结果进行了对比验证，吻合较好，验证了理论方法的合理性。得到如下主要研究结论：

(1) 基于岩体中灌浆体四周岩体有限开裂深度的力学模型，推导了岩体压力型锚杆灌浆体受压承载力的量化计算方法，计算结果与中风化花岗岩地层现场试验检测结果吻合较好，验证了本文计算方法的合理性。

(2) 对于不同的岩体参数，压力型锚杆承压板处灌浆体周边岩体存在临界裂缝开展深度；不允许灌浆体周边岩体开裂时，灌浆体能承受的轴向应力很小；允许灌浆体周边岩体出现有限深度裂缝时，灌浆体能承受的轴向应力大幅提高；相同条件下，灌浆体轴向应力随裂缝开展深度增大而显著增加。

(3) 相同岩体裂缝开展深度下，灌浆体能承受的轴向应力随灌浆体弹性模量、岩体抗拉强度的增大而大幅增大；随灌浆体泊松比、岩体弹性模量的增大而显著减小；而钢筋半径和岩体泊松比对灌浆体轴向应力的影响几乎可以忽略不计。

本文方法仅适用于岩体中的压力型锚杆灌浆体受压承载力的计算，不适用于全风化岩层及土层中压力型锚杆灌浆体受压承载力的量化计算。因尚未在强风化地层中进行验证，工程应用于强风化地层时，应注意理论计算结果与试验检测结果的对比。本文推导的理论方法可以应用于岩体边坡锚固工程、岩体抗浮锚杆、大坝岩体锚固等工程中的压力型锚杆设计计算。下一步研究工作可以针对土层中压力型锚杆灌浆体受压承载力量化计算问题，采用变形控制法或应力控制法开展进一步研究。

参考文献(References)：

[1] 王贵和，吕建国，贾苍琴，等. 压力分散型抗浮锚杆承载特性分析[J]. 建筑结构学报，2007，(增 1)：252－256.(WANG Guihe，LÜ Jianguo，JIA Cangqin，et al. Characteristic analysis on compression-dispersive anti-float anchor[J]. Journal of Building Structures，2007，(Supp.1)：252－256.(in Chinese))

[2] 谭光宇，蒋耀华，方伟明，等. 全长压力型后张预应力抗浮锚杆结构设计研究[J]. 建筑结构，2021，51(21)：7－10.(TAN Guangyu，JIANG Yaohua，FANG Weiming，et al. Study on structural design of full-length compression post-tensioned prestressed anti-floating anchor[J]. Building Structure，2021，51(21)：7－10.(in Chinese))

[3] 王锐松，郭成超，林沛元，等. 富水粉土基坑装配式可回收支护开挖响应分析[J]. 岩土力学，2023，44(3)：843－853.(WANG Ruisong，GUO Chengchao，LIN Peiyuan，et al. Excavation response analysis of

prefabricated recyclable support structure for water-rich silt foundation pit[J]. Rock and Soil Mechanics，2023，44(3)：843－853.(in Chinese))

[4] 赵启嘉，刘正根. 可回收锚索在基坑支护工程中的技术研究及应用探讨[J]. 岩土工程学报，2012，34(增 1)：480－483.(ZHAO Qijia，LIU Zhenggen. Application of recycling anchor cables in support of excavations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering，2012，34(Supp.1)：480－483.(in Chinese))

[5] 中华人民共和国国家标准编写组. GB 50086—2015 岩土锚杆与喷射混凝土支护工程技术规范[S]. 北京：中国计划出版社，2015.(The National Standards Compilation Group of People′s Republic of China. GB 50086—2015 Technical code for engineering of ground anchorages and shotcrete support[S]. Beijing：China Planning Press，2015.(in Chinese))

[6] 中华人民共和国行业标准编写组. YB/T 4659—2018 抗浮锚杆技术规程[S]. 北京：冶金工业出版社，2018.(The Professional Standards Compilation Group of People′s Republic of China. YB/T 4659—2018 Technical specification for anti-floating anchor[S]. Beijing：Metallurgical Industry Press，2018.(in Chinese))

[7] 中华人民共和国行业标准编写组. T/CECS 999—2022 可回收锚杆应用技术规程[S]. 北京：中国计划出版社，2022.(The Professional Standards Compilation Group of People′s Republic of China. T/CECS 999—2022 Technical specification for application of removable anchors[S]. Beijing：China Planning Press，2022.(in Chinese))

[8] 尤春安. 压力型锚索锚固段的受力分析[J]. 岩土工程学报，2004，26(6)：828－831.(YOU Chun′an. Mechanical analysis on anchorage segment of pressure-type cable[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering，2004，26(6)：828－831.(in Chinese))

[9] REN L，ZHU B，LI J. Influence of borehole deviation on pressure-type anchor cables：characteristics of stress distribution and transmission[J]. International Journal of Civil Engineering，2025，23(2)：327－343.

[10] 卢　黎，张永兴，吴曙光. 压力型锚杆锚固段的应力分布规律研究[J]. 岩土力学，2008，29(6)：1 517－1 520.(LU Li，ZHANG Yongxing，WU Shuguang. Distribution of stresses on bonded length of compression type rock bolt[J]. Rock and Soil Mechanics，2008，29(6)：1 517－1 520.(in Chinese))

[11] 易梅辉，高文华，向德强，等. 基于流变理论的压力型锚杆锚固段荷载传递机制研究[J]. 应用力学学报，2020，37(4)：1 556－1 563.(YI Meihui，GAO Wenhua，XIANG Deqiang，et al. Study on load transfer mechanism of pressure anchor anchorage section based on rheological theory [J]. Chinese Journal of Applied Mechanics，2020，37(4)：1 556－1 563.(in Chinese))

[12] 张爱民，胡毅夫. 压力型锚杆锚固段锚固效应特性分析[J]. 岩土工程学报，2009，31(2)：271－275.(ZHANG Aimin，HU Yifu. Anchoring effect of pressure-type anchor rods on anchored section[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering，2009，31(2)：271－275.(in Chinese))

[13] 贺建清，胡成兵，张建超. 基于 Mindlin 解的压力型锚杆锚固段的受力分析[J]. 水文地质工程地质，2012，39(1)：47－52.(HE Jianqing，HU Chengbing，ZHANG Jianchao. Mechanical analysis of anchorage segment of pressure-type cable based on Mindlin solution[J]. Hydrogeology and Engineering Geology，2012，39(1)：47－52.(in Chinese))

[14] 张永兴，卢　黎，饶枭宇，等. 压力型锚杆力学性能模型试验研究[J]. 岩土力学，2010，31(7)：2 045－2 050.(ZHANG Yongxing，LU Li，RAO Xiaoyu，et al. Model test research on mechanical behavior of compression type rock bolt[J]. Rock and Soil Mechanics，2010，31(7)：2 045－2 050.(in Chinese))

[15] 芮　瑞，夏元友，顾金才，等. 压力分散型锚索锚固段受力特性试验分析[J]. 岩土工程学报，2012，34(5)：917－923.(RUI Rui，XIA Yuanyou，GU Jincai，et al. Field test and mechanical analysis of anchorage segment of pressure-dispersion anchors[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering，2012，34(5)：917－923.(in Chinese))

[16] LEI X，WANG B，LI N，et al. Study on dynamic response of pressure type anchor and lattice beam system under seismic loadings[J]. Geotechnical and Geological Engineering，2020，38(6)：6 057－6 067.

[17] KIM N K. Performance of tension and compression anchors in weathered soil[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering，2003，129(12)：1 138－1 150.

[18] 冉孟吉，涂兵雄，刘　超，等. 压力型锚杆灌浆体受压承载力的计算模型与方法[J]. 华侨大学学报：自然科学版，2021，42(6)：748－757.(RAN Mengji，TU Bingxiong，LIU Chao，et al. Calculation model and method of compressive capacity of grout body for compression-type anchor[J]. Journal of Huaqiao University：Natural Science，2021，42(6)：748－757.(in Chinese))

[19] 徐芝纶. 弹性力学简明教程[M]. 北京：高等教育出版社，2020：74－76.(XU Zhilun. A concise course in elastic mechanics[M]. Beijing：Higher Education Press，2020：74－76.(in Chinese))

[20] 孙训方，方孝淑，关来泰. 材料力学[M]. 北京：高等教育出版社，2019：20－21.(SUN Xunfang，FANG Xiaoshu，GUAN Laitai. Mechanics of materials[M]. Beijing：Higher Education Press，2019：20－21.(in Chinese))

[21] 中华人民共和国国家标准编写组. GB/T 50010—2010 混凝土结构设计标准[S]. 北京：中国建筑工业出版社，2010.(The National Standards Compilation Group of People′s Republic of China. GB/T 50010—2010 Code for design of concrete structures[S]. Beijing：China Architecture and Building Press，2010.(in Chinese))

[22] 涂兵雄，林振德，陈云彬，等. 一种检测可回收锚杆端部灌浆体受压承载力的试验方法[P]. 中国：CN202110033560.7，2022－07－01.(TU Bingxiong，LIN Zhende，CHEN Yunbin，et al. A test method for detecting the compressive bearing capacity of grout body at the end of recyclable anchor bolts[P]. China：CN202110033560.7，2022－07－01.(in Chinese))