

DOI: 10.11779/CJGE201710005

基于圆孔扩张理论的筋箍碎石桩承载力计算方法研究

赵明华, 何玮茜, 衡 帅, 刘 猛

(湖南大学岩土工程研究所, 湖南 长沙 410082)

摘要: 碎石桩沿桩身围裹一圈土工格栅后成为筋箍碎石桩, 其受力机理变得更加复杂, 筋材特性必定会对桩体承载力产生影响。基于圆孔扩张理论, 合理假设单桩有效加固范围边缘土压力为静止土压力, 获得了可考虑筋箍与桩、土协调变形的筋箍碎石桩复合地基极限承载力计算方法, 并结合工程实例与现有研究成果对该计算方法进行对比验证, 结果表明该方法与实际工程吻合性更高, 最后, 在该方法的基础上, 分析了各参数对筋箍碎石桩复合地基承载力的影响, 分析结果表明: 筋箍碎石桩的最优加筋深度不是一个定值, 而是随着筋材性能和桩周土体条件的变化而变化。

关键词: 筋箍碎石桩; 承载力; 圆孔扩张理论; 最优加筋深度

中图分类号: TU472.3 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2017)10-1785-08

作者简介: 赵明华(1956-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事桩基础和软土地基处理等研究。E-mail: mhzhaohd@21cn.com。

Calculation method of geogrid-encased stone columns' bearing capacity based on cavity expansion theory

ZHAO Ming-hua, HE Wei-xi, HENG Shuai, LIU Meng

(Institute of Geotechnical Engineering, Hunan University, Changsha 410082, China)

Abstract: The mechanical mechanism of geogrid-encased stone columns is complex, and the characteristics of the geogrid have an impact on their bearing capacity. Based on the theory of cavity expansion and the assumption of the soil pressure of the edge of single-pile effective reinforcement as the static soil pressure, the method for calculating the bearing capacity of composite foundation is obtained. Combined with the engineering examples and existing research achievements, the results show that this method is more consistent with the actual projects. Finally, on the basis of this method, the analysis demonstrates that the optimal reinforcement depth of geogrid-encased stone columns is not a fixed value, and it changes with material properties and soil conditions.

Key words: geogrid-encased stone column; ultimate bearing capacity; cavity expansion theory; optimal reinforcement depth

0 引言

在软土地基处理中, 碎石桩因具有工程性能良好、造价低廉、施工简单等优点而得到了广泛应用, 因其易发生鼓胀破坏, Van Impe^[1]首先提出在碎石桩顶部沿桩身围裹一圈筋材, 形成“筋箍碎石桩”, 能有效提高碎石桩承载力, 随后国内外学者利用不同的研究手段, 对筋箍碎石桩展开了研究^[2-4], 结果显示筋箍碎石桩的工作性能明显优于普通碎石桩。

承载力作为评价筋箍碎石桩工作性能的重要指标, 一直是该领域研究重点。陈昌富等^[5]认为筋箍段强度足够大时仅需考虑加箍段以下碎石桩段的鼓胀和剪切滑移破坏, 并根据这一论断提出了考虑非鼓胀段鼓胀破坏时的承载力计算方法, 但该方法仅适用于强加筋材料以及加筋深度较小的情况。乔丽萍^[6]、高明军等^[7]和韩剑飞等^[8]根据桩体的3种不同破坏模式,

基于Bruans极限平衡法分别提出了筋箍碎石桩的单桩承载力计算方法。

然而赵明华等^[9]和Gniel等^[10]有关筋箍碎石桩的单桩和群桩室内模型试验表明, 筋材拉力的发挥程度, 对筋箍碎石桩的承载力的发挥有着重要影响, 同时, Lo等^[11]和陈建峰等^[12]的数值模拟试验也得到了与室内试验相吻合的结果。而上述基于极限平衡法建立的筋箍碎石桩承载力计算模型, 一般假设土体破坏时伴随筋材的屈服, 而多数情况下, 加筋段桩周土体发生破坏时筋材并未进入屈服状态, 故这一假设会导致所得到的加筋段承载力大于实际值。

鉴于此, 本文从土体对碎石桩围限失效的角度出

发, 以单桩加固等效加固区为分析单元, 考虑筋材与桩、土的协调变形, 利用 Vesic 圆孔扩张理论, 假设加固区边缘侧向土压力为静止土压力, 结合弹性力学中厚壁圆筒公式, 得到了土体塑性区半径, 继而计算出桩体此时的极限扩孔半径, 从而获得了筋箍碎石桩复合地基极限承载力计算方法, 同时利用实际工程对该方法进行了验证, 以期为筋箍碎石桩复合地基承载力的分析研究提供一种新的思路。

1 圆孔扩张计算模型

1.1 基本假定

如图 1 所示, 以群桩复合地基中的单根桩加固范围为分析对象, 为便于后续计算, 需做出如下假定:

- (1) 桩周土体可视为均匀、各向同性的弹塑性材料, 且服从 Mohr-Coulomb 强度准则。
- (2) 筋箍碎石桩的鼓胀变形视为平面应变问题。
- (3) 筋材的断裂与桩周土体的破坏均会导致碎石桩承载能力的失效。
- (4) 分析单元之间互不影响。

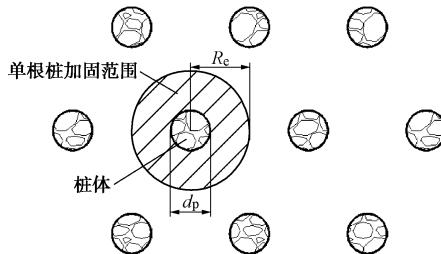


图 1 分析单元示意图

Fig. 1 Schematic diagram of analysis element

1.2 鼓胀区桩周土体状态分析

Dems 等^[13]认为弹塑性材料的变形符合三折线应力跌落模型, 土体变形可分为 3 个阶段:

- (1) 在扩孔压力的初步作用下, 桩周土体产生弹性变形, 其应变呈线性增长。
- (2) 当扩孔压力增长到一定界限后桩周土体发生应变软化, 塑性变形开始产生。
- (3) 随着桩顶荷载的持续施加, 塑性区不断发展, 土体无法提供足够的侧向约束, 桩体发生鼓胀破坏。

因此鼓胀破坏发生时, 桩周土体可分为如图 2 所示的 3 个区域:

- (1) 塑性区: $R_u \leq r \leq R_p$ 的区域。
- (2) 弹性区: $R_p \leq r \leq R_e$ 的区域。
- (3) 原土应力区: $R_e \leq r \leq R_\infty$ 的区域。

综上可知, 土体软化之前的峰值应力即为土体可提供给桩体的极限围限力, 其由弹性状态转为塑性状态时, 根据 Mohr-Coulomb 准则有屈服面函数:

$$f = (\sigma_r - \sigma_\theta) - (\sigma_r + \sigma_\theta) \sin \varphi_r - 2c_r \cos \varphi_r = 0. \quad (1)$$

式中, σ_r , σ_θ 分别为土体的径向应力和环向应力, c_r , φ_r 分别为土体的残余抗剪强度和残余内摩擦角, 本文视土体软化前后的抗剪强度和内摩擦角为一定值, 即均为初始的抗剪强度 c 和内摩擦角 φ 。得到土体极限围限力后便可求出桩体的承载力, 然而采用 Vesic 圆孔扩张理论求解扩孔问题时, 往往面临求解扩孔半径的难题, 而没有扩孔半径值便无法得到筋材的应变, 也就无法进一步解算筋材提供给碎石桩体的侧阻力。因此假定桩体影响半径处土压力为静止土压力:

$$\sigma_{re} = \sigma_{r\theta} = K_{0,s} \gamma z, \quad (2)$$

式中, γ 为土体重度, z 为土体深度, σ_{re} 为土体影响半径处径向应力, $K_{0,s}$ 为静止土压力系数:

$$K_{0,s} = 1 - \sin \varphi. \quad (3)$$

然后初步给出了扩孔半径的计算方法, 使计算筋材所提供的侧阻力成为可能。

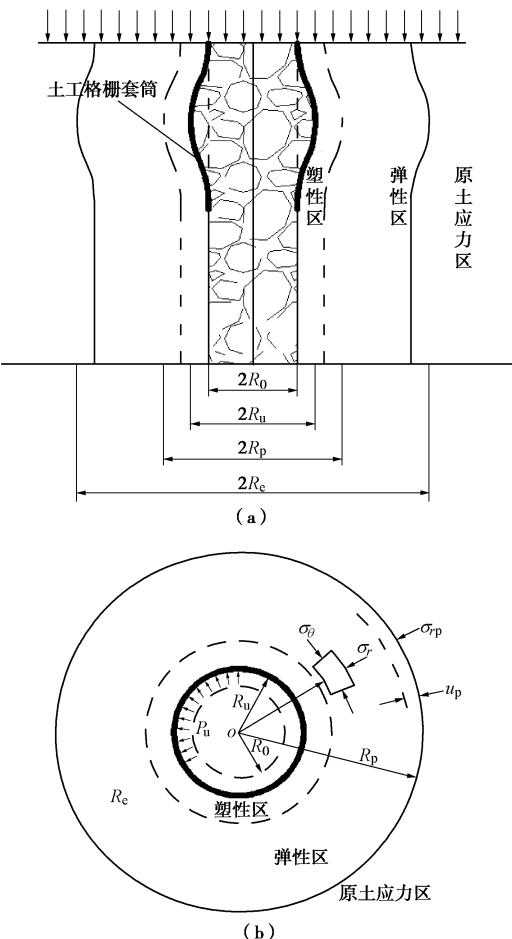


图 2 圆孔扩张理论计算模式示意图

Fig. 2 Calculation diagram of cavity expansion theory

1.3 桩周土体应力场、位移场解答

要想求得土体软化前的峰值应力, 有必要对桩周土体的应力场和位移场进行分析。接下来即以 Vesic 圆孔扩张理论为基础, 将处于极限状态的桩周土体划分为图 2 的 3 个区域后, 根据弹性力学相关理论, 并

结合 Mohr–Coulomb 强度准则对桩周土体弹性区和塑性区的应力场、位移场分别进行探讨。

如假定(2)所示, Vesic 圆孔扩张理论是将桩体的鼓胀变形视为平面应变轴对称问题, 因此可在深度 z 处的横截面上取一个土体单元进行分析, 如图 3 所示。

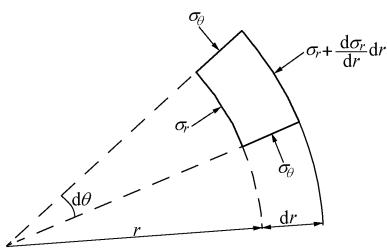


图 3 单元体应力分析

Fig. 3 Stress analysis

土体单元的径向平衡微分方程为

$$\frac{d\sigma_r}{dr} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0, \quad (4)$$

式中, r 为土体单元距桩中心距离。

而在弹性力学平面应变问题中, 有

$$\left. \begin{aligned} -\frac{du_r}{dr} &= \frac{1-\nu^2}{E} \left(\sigma_r - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_\theta \right), \\ \frac{u_r}{r} &= \frac{1-\nu^2}{E} \left(\sigma_\theta - \frac{\nu}{1-\nu} \sigma_r \right), \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

式中, ε_r 为土体径向应变, ε_θ 为土体环向应变, ν 为土体泊松比, E 为土体弹性模量, u_r 为土体径向位移, 以上所有符号皆规定压为正。

(1) 弹性区 ($R_p \leq r \leq R_e$ 的区域)

当桩周土体在桩体扩孔压力 P_r 作用下处于弹性状态时, 可将土体视为中间开有圆形小孔且只在孔壁四周受到均匀内压力 P_r 作用的无限大弹性体, 利用弹性力学中拉梅解答^[14]可得轴对称条件下弹性区应力场为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= \frac{R_0^2}{r^2} P_r, \\ \sigma_\theta &= -\frac{R_0^2}{r^2} P_r, \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式中, P_r 为桩体扩孔压力。

结合式(5)和式(6), 进行积分可得径向位移表达式为

$$u_r = \frac{(1+\nu)}{E} \frac{R_0^2}{r} \sigma_r, \quad (7)$$

式中, R_0 为桩体初始半径。

(2) 塑性区 ($R_u \leq r \leq R_p$ 的区域)

当扩孔压力逐渐增长到极限 P_u 时, 土体对碎石桩的径向约束力也逐渐增长到 σ_u , 孔半径由初始半径 R_0 扩张到 R_u 。结合平衡微分方程(4)和

Mohr–Coulomb 屈服准则(1), 在 $R_u \rightarrow r$ (r 为土体塑性区任意一点处半径) 范围内进行积分, 可得塑性区内应力场为

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= (\sigma_{ru} + c \cdot \cot \varphi) \left(\frac{R_u}{r} \right)^{\frac{2 \sin \phi}{1+\sin \phi}} - c \cdot \cot \varphi, \\ \sigma_\theta &= \frac{1-\sin \varphi}{1+\sin \varphi} \left[(\sigma_{ru} + c \cdot \cot \varphi) \left(\frac{R_u}{r} \right)^{\frac{2 \sin \phi}{1+\sin \phi}} - c \cdot \cot \varphi \right], \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

式中, σ_{ru} 为土体极限围限力, R_u 为桩体极限扩孔半径。

由轴对称条件下的径向位移表达式(7), 可得地基土体塑性区内径向位移场为

$$u_r = \frac{(1+\nu)}{E} r \left[(\sigma_{ru} + c \cdot \cot \varphi) \left(\frac{R_u}{r} \right)^{\frac{2 \sin \phi}{1+\sin \phi}} - c \cdot \cot \varphi \right], \quad (9)$$

式中, c 为土体的抗剪强度, φ 为土体内摩擦角。

2 筋箍碎石桩承载力计算

2.1 极限扩孔半径求解

用 Vesic 圆孔扩张理论求解桩体所受围限力时, 关键在于解出桩体的扩孔半径。借鉴蒋明镜等^[15]和龚晓南等^[16]在解决扩孔问题的思想, 并考虑前文式(2)所示假定, 同时结合弹性力学中的厚壁圆筒公式, 便可很好地解决扩孔半径问题。

首先把桩周半径 $R_p \rightarrow R_e$ 的受力土体分离出来, 将其视为一个圆环弹性体, 该弹性体在内边界 $R_i=R_p$ 处受到均匀内压力 $q_1=\sigma_{rp}$ 的作用, 在外边界 $R_2=R_e$ 处受到均匀外压力 $q_2=\sigma_{re}$ 的作用。根据弹性力学中的拉梅解答可知, 在 $R_p \rightarrow R_e$ 的土体范围内有

$$\left. \begin{aligned} \sigma_r &= -\frac{\frac{R_e^2}{R_p^2}-1}{\frac{R_e^2}{R_p^2}-1} \sigma_{rp} - \frac{1-\frac{R_p^2}{r^2}}{1-\frac{R_e^2}{r^2}} \sigma_{re}, \\ \sigma_\theta &= -\frac{\frac{R_e^2}{R_p^2}+1}{\frac{R_e^2}{R_p^2}-1} \sigma_{rp} - \frac{1+\frac{R_p^2}{r^2}}{1-\frac{R_p^2}{r^2}} \sigma_{re}. \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

利用该公式即可求出弹塑性交界处半径 R_p , 再结合边界条件便能计算出桩体极限扩孔半径 R_u 。

将式(10)结合式(2)便解得塑性区半径 R_p :

$$R_p = R_e \sqrt{\frac{K_{0,s} \gamma z}{\sigma_{rp}}}, \quad (11)$$

其中, 因为碎石桩在工程中应用时均以群桩形式出现, 所以此处不对单桩进行讨论。

得到塑性区半径后, 再结合 Mohr–Coulomb 屈服

准则对弹塑性区交界处的应力进行探讨，可进一步求得桩周土体极限围限力表达式。

根据式(6)，在弹塑性交界面有

$$\sigma_r = -\sigma_\theta \quad , \quad (12)$$

将上式代入 Mohr-Coulomb 屈服准则(1)中，得到弹塑性交界面上径向应力为

$$\sigma_r = \sigma_{rp} = c \cdot \cos \varphi \quad , \quad (13)$$

由塑性区应力场(8)可知桩周土体极限围限力为

$$\sigma_{ru} = c \cdot \cot \varphi (1 + \sin \varphi) \left(\frac{R_p}{R_u} \right)^{\frac{2 \sin \varphi}{1 + \sin \varphi}} - c \cdot \cot \varphi \quad . \quad (14)$$

根据桩周土体位移公式(7)知弹塑性交界处径向位移为

$$u_{rp} = \frac{1+\nu}{E} R_p \sigma_{rp} \quad . \quad (15)$$

与此同时，桩周土体体积变化为弹性区体积变化与塑性区体积变化之和，即

$$\pi R_u^2 - \pi R_0^2 = \pi R_p^2 - \pi (R_p - u_{rp})^2 + \pi (R_p^2 - R_u^2) \Delta, \quad (16)$$

式中， u_{rp} 为弹塑性交界处径向位移， Δ 为地基土体塑性区平均体积应变，可通过土工试验得到。

展开上式，略去高阶小量，再结合式(11)和式(15)可解得极限扩孔半径 R_u 为

$$R_u = \frac{1}{\sqrt{1+\Delta}} \sqrt{\left[\Delta + \frac{2(1+\nu)}{E} c \cdot \cos \varphi \right] R_p^2 + R_0^2} \quad , \quad (17)$$

将式(11)中塑性区半径 R_p 和式(17)中的极限扩孔半径值代入式(14)中，便能解出土体提供给桩体的极限围限力。

2.2 土体和筋箍材料的极限围限力解答

碎石桩体受到桩周土体和筋箍材料的双重约束时，其受力示意图如图4所示。

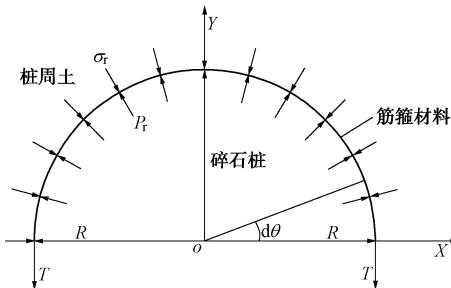


图 4 筋箍材料受力示意图

Fig. 4 Force diagram of reinforced materials

从图4中可知，桩周土体所提供的侧向压力 σ_r ， P_r 沿Y轴方向积分，再加上筋箍受拉时在Y轴方向产生的拉力 T ，根据受力平衡可得扩孔压力 P_r 为

$$P_r = \sigma_r + \frac{T}{r} \quad . \quad (18)$$

此时，土体极限围限力的值可由式(14)得到，只需再求出筋材拉力 T 的计算式便可得到极限围限力

P_{ru} 的值。

筋材拉力的计算式为

$$T_u = J \varepsilon \quad , \quad (19)$$

式中， J 为筋箍的抗拉刚度，单位为 kN/m。

当碎石桩体由初始半径 R_0 逐步扩张到极限半径 R_u 时，筋箍与碎石桩体协调变形，其半径也由 R_0 逐步扩张 R_u 。因此当桩周土体处于极限状态时，筋材环向应变为

$$\varepsilon_i = \frac{R_u - R_0}{R_0} \quad , \quad (20)$$

式中， R_0 为筋箍碎石桩初始半径。

将式(14)中土体极限围限力值和式(19)中土体极限状态下筋箍的拉力值回代到式(18)中，即可得到碎石桩体的极限围限力表达式为

$$P_{ru} = \sigma_{ru} + \frac{T_u}{r} \quad , \quad (21)$$

式中， P_{ru} 为极限围限力， T_u 为筋材拉力。

2.3 筋箍碎石桩承载力计算

筋箍碎石桩有全长加箍和部分加箍两种形式，桩体在这两种加箍形式下的破坏模式存在差异，因而其承载力的计算方法也有所不同。由 Hughes 等^[17]的研究可知，普通碎石桩的鼓胀破坏通常发生在(1~3)d_p深度范围内。文献[10]中 Gniel 等的试验也指出全桩长包裹的筋箍碎石桩同样会出现鼓胀段，而部分加箍桩体的筋材抗拉刚度过大时，其鼓胀段则会下移至筋箍段与非筋箍段交界处。据此，对于全长加箍的筋箍碎石桩，求得桩体鼓胀区的极限围限力后，根据被动土压力公式便可迅速解出桩体极限承载力；对于部分加箍的筋箍碎石桩来说，其承载力计算则需要分情况讨论：①筋箍段先发生鼓胀破坏；②非筋箍段先发生鼓胀破坏。

根据朗肯土压力理论，被动土压力 P_{pf} 的一般表达式为

$$P_{pf} = K_{p,p} P_{ru} \quad , \quad (22)$$

式中， P_{pf} 为被动土压力， $K_{p,p}$ 为桩体材料的极限被动侧压力系数。

因此对于全长加箍的筋箍碎石桩，将极限围限力表达式(14)代入式(22)中即可解出其单桩承载力 P_{pf} 为

$$P_{pf1} = K_{p,p} \left(\sigma_{ru} + \frac{T_u}{r} \right) \quad . \quad (23)$$

而对于部分加箍的筋箍碎石桩，当筋箍段先发生鼓胀破坏时，其承载力计算式与式(22)相同；当下方的非筋箍段先发生鼓胀破坏时，其承载力计算式则回归到普通碎石桩的形式，为

$$P_{pf2} = K_{p,p} \sigma_{ru} \quad , \quad (24)$$

式中, 极限围限力值 σ_u 可由式(14)计算得出。

综上, 部分加筋碎石桩的承载力应取两种破坏模式下所得计算值中较小者, 即为

$$P_{pf} = \min [P_{pf1}, P_{pf2}] \quad (25)$$

据此计算出的承载力才比较合理, 接下来即对该筋箍碎石桩承载力计算方法的合理性进行验证。

3 工程实例验证与对比分析

根据文献[18], 湖南某高速公路软土地基厚 7~9 m, 软黏土的不排水剪强度 c_u 为 25.85 kPa, 其黏聚力 c_s 为 15.75 kPa, 内摩擦角 ϕ_s 为 23°。土体在地下水位以下的天然重度为 16.9 kN/m³, 水位高 0.5 m, 含水率为 61.1%。采用碎石桩处治, 碎石桩打穿软土进入持力层。桩体碎石料的内摩擦角 ϕ_p 为 38°, 碎石桩桩径 d_p 为 500 mm, 梅花形布桩 ($d_e=1.05s$), 桩间距 s 为 1.5 m, 现场实测非加筋碎石桩承载力为 431 kPa。文献[18]计算了筋箍长度 2 m 时多种格栅抗拉强度下的单桩极限承载力, 并与工程实测值进行了比较。

此处先采用本文的计算模型对该工程实例进行计算分析。计算中, 根据三轴试验取土体塑性区平均体积应变 Δ 为 0.02, 根据经验值取土体泊松比 ν 为 0.35, 并根据工程经验取 (1~3) d_p 深度范围内易发生鼓胀破坏的几个平面进行分析, 可得理论值与实测值的对比如表 1 所示。

表 1 普通碎石桩单桩承载力验算表

Table 1 Bearing capacities of ordinary stone columns

计算深度与桩径之比	计算深度 /m	计算值 /kPa	与实测值相对误差/%
1.0	0.50	328.01	-23.89
1.5	0.75	409.37	-5.02
2.0	1.00	467.78	8.53
2.5	1.25	512.24	18.85
3.0	1.50	547.40	-27.01

可见本文计算方法同样适用普通碎石桩, 且计算深度在 (1.5~2.5) d_p 范围内取值时, 所得计算结果最为吻合。赵明华等^[9]的室内模型试验实测值表明, 筋箍碎石桩最大鼓胀量通常发生在 $2d_p$ 附近, 因此接下来取计算深度为 $2.0d_p$, 将本文方法与以往几种筋箍碎石桩承载力计算方法进行对比, 以进一步验证本文方法合理性。

首先考虑普通碎石桩的情况, 用不同方法对该算例进行对比分析, 计算结果见表 2。

由表 2 可知, 相较以往研究的筋箍碎石桩承载力计算方法, 本文方法与实测值更加接近, 从侧面反映了本文前提假设和理论依据是正确的。

表 2 不同计算方法下普通碎石桩承载力对比

Table 2 Bearing capacities of ordinary stone columns by different methods

计算方法	计算值 /kPa	筋箍应变	与实测值相对误差/%
实测值	431.00	—	—
文献[6]	317.81	—	-26.26
文献[5]方法 1	472.63	—	9.66
文献[5]方法 2	474.66	—	10.13
文献[18]	507.76	—	17.81
本文	467.78	0.28	8.53

再对筋箍碎石桩的承载力进行对比分析, 计算中, 假设桩顶筋箍长度为 2 m, 筋材抗拉刚度为 50 kN/m, 计算结果见表 3。

表 3 不同计算方法下筋箍碎石桩承载力对比

Table 3 Bearing capacities of encased stones by different methods

计算方法	计算值 /kPa	相对计算值增长量/%	相对实测值增长量/%
文献[6]	989.41	129.56	211.32
文献[5]方法 1	755.79	59.91	75.36
文献[5]方法 2	761.40	60.41	76.66
文献[18]	778.00	53.22	80.51
本文	653.56	39.72	51.64

由表 3 可知, 用本文方法计算出的筋箍碎石桩承载力, 其相对计算值增长量和相对实测值增长量均比文献[5, 6]中几种计算方法得出的值低, 但整体符合文献[9~12]中室内模型试验和数值模拟试验所得出的承载力增长范围。这是因为本文的计算式充分考虑了筋箍与桩土协调变形对承载力的影响, 在推导过程中求出了筋材实际应变。而其它文章无法求解筋材的应变, 只能假设筋材此时处于极限状态, 将比实际值大的屈服应变代入计算, 从而导致计算值比本文偏大。

4 最优加筋深度探析

影响筋箍碎石桩承载力的主要参数有筋材刚度、土体内摩擦角和桩体内摩擦角等, 下面就通过分析各主要参数对筋箍碎石桩承载力的影响, 来探讨筋箍碎石桩是否存在最优加筋深度。

在此引入加筋深度 l_g 与碎石桩直径之比 λ , 即

$$\lambda = \frac{l_g}{d_p} \quad (26)$$

首先保持土体内摩擦角 $\phi_s=23^\circ$ 不变, 分别取桩体内摩擦角 ϕ_p 为 30° , 35° , 40° , 筋材刚度 J 为 30, 40, 50, 60 kN/m, 其他参数取值与第 3 节中算例相同, 并根据第 2.3 节所述取两种破坏模式下所得计算值中较小者, 得碎石桩承载力 P_{pf} 在不同桩体内摩擦角下随参数 λ 的变化值如图 5 所示。

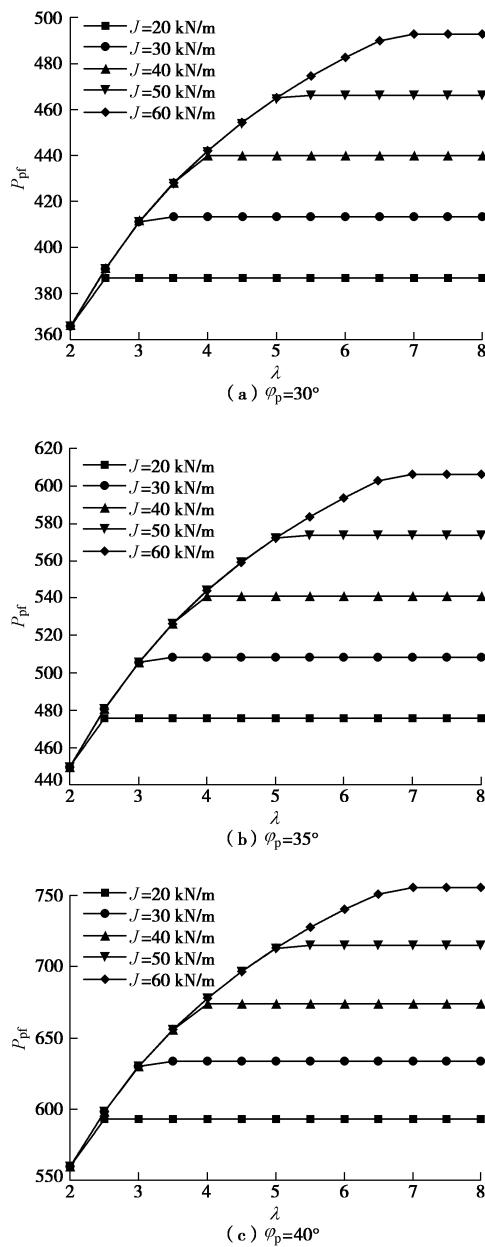


图 5 不同 φ_p 和 J 下 P_{pf} - λ 关系曲线

Fig. 5 P_{pf} - λ relation curves under different values of φ_p and J

再保持柱体内摩擦角 $\varphi_p=38^\circ$ 不变, 分别取土体内摩擦角 φ_s 为 10° , 20° , 30° , 筋材刚度 J 为 30 , 40 , 50 , 60 kN/m , 其余取值不变, 得承载力 P_{pf} 在不同土体内摩擦角下随参数 λ 的变化值如图 6。

从图 5, 6 可知, 当曲线出现拐点时, 柱体承载力不再随着加筋深度增长而增长, 拐点所对应的加筋深度即为对应关系下的最优加筋深度 λ_c 。通过图 5(a)、(b)、(c) 的对比分析可知, 在其他条件相同的情况下, 最优加筋深度 λ_c 随筋材抗拉刚度 J 的增大而增大; 通过图 6(a)、(b)、(c) 的对比分析可知, 在其他条件相同的情况下, 最优加筋深度 λ_c 随土体内摩擦角 φ_s 的增大而减小; 与此同时, 最优加筋深度 λ_c 与柱体内摩擦角 φ_p 的变化无关, 且柱体内摩擦角 φ_p 和土体内

摩擦角 φ_s 的增长均会有效提高柱体承载力 P_{pf} 。

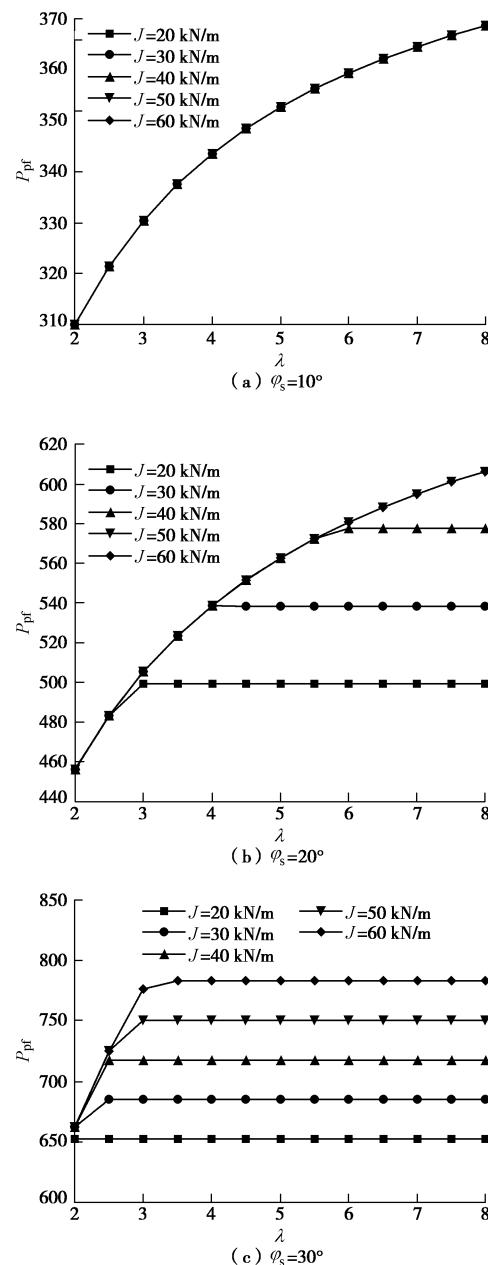


图 6 不同 φ_s 和 J 下 P_{pf} - λ 关系曲线

Fig. 6 P_{pf} - λ relation curves under different values of φ_s and J

综上可知, 柱体最优加筋深度不是一个定值, 且其取值与筋材抗拉刚度和土体内摩擦角相关, 因此求解柱体最优加筋深度时, 需要综合考虑筋材性能和桩土条件的影响, 不能武断地凭经验取定值。同时, 桩周土体性能越好, 柱体鼓胀对筋材的依赖就越小, 充分发挥筋箍碎石桩对桩周土体的性能提升作用以节约成本, 也是在工程实际中值得研究的课题。

5 结语

本文在充分结合以往理论研究和室内模型试验研究的基础上, 基于 Vesic 圆孔扩张理论, 提出了筋箍

碎石桩的承载力计算方法, 并援引工程实例对该计算方法进行了验证, 同时重点分析了筋材强度、桩体内摩擦角和土体内摩擦角对最优加筋深度的影响。

相较以往的筋箍碎石桩承载力计算方法, 本文更多地考虑了筋材与桩、土的协调变形, 以及筋材特性对承载力的影响, 同时合理假设单根桩影响半径处的土压力为静止土压力, 再结合弹性力学相关知识, 很好地解决了求解极限扩孔半径的问题, 从而得到了基于圆孔扩张理论下的筋箍碎石桩承载力计算方法。

与现有研究成果进行比较, 对本文计算方法进行验证与分析, 可知: 在计算筋箍碎石桩的承载力时, 必须考虑筋材与桩土的协调变形; 筋材特性和加筋深度等因素对承载力的影响需要纳入考虑范围内; 最优加筋深度不是一个定值, 而是由筋材和土体的性能综合决定, 且随筋材抗拉刚度的增大而增大, 随土体内摩擦角的增大而减小。

当然, 本文方法也存在不足, 即在计算中没有考虑土体初始应力对桩体的影响, 需要在今后的研究中继续补足。

参考文献:

- [1] VAN IMPE W F. Soil improvement techniques and their evolution[M]. The Netherlands: Balkema, Rotterdam, 1989.
- [2] 周志刚, 张起森. 土工格栅碎石桩的承载力分析[J]. 岩土工程学报, 1997, 19(1): 58 - 62. (ZHOU Zhi-gang, ZHANG Qi-sen, Analysis on the bearing capacity of geogrid reinforced stone column[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1997, 19(1): 58 - 62. (in Chinese))
- [3] CASTRO J, SAGASETA C. Deformation and consolidation around encased stone columns[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2011, 29(3): 268 - 276.
- [4] KADHIM S, PARSONS R L, HAN J. Stability analysis of embankments supported by geosynthetic encased stone columns[C]// International Foundations Congress and Equipment Expo. San Antonio, 2015.
- [5] 陈昌富, 吴梦婷. 基于滑块平衡法顶部加箍碎石桩承载力计算方法[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(7): 1253 - 1260. (CHEN Chang-fu, WU Meng-ting. Computational method for bearing capacity of upper geosynthetic-encased stone columns based on block limit equilibrium method[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(7): 1253 - 1260. (in Chinese))
- [6] 乔丽平. 加筋碎石桩单桩极限承载力[J]. 土工基础, 2007, 20(6): 38 - 40. (QIAO Li-ping. Ultimate bearing capacity of single reinforced gravel pile[J]. Soil Eng and Foundation, 2007, 20(6): 38 - 40. (in Chinese))
- [7] 高明军, 刘汉龙, 丁选明, 等. 竖向管式格栅加筋碎石桩承载力计算方法[J]. 解放军理工大学学报: 自然科学版, 2011, 12(6): 649 - 653. (GAO Ming-jun, LIU Han-long, DING Xuan-ming, et al. Calculation method of ultimate bearing capacity of gravel pile reinforced with tube-geogrids[J]. Journal of PLA University of Science and Technology: Natural Science Edition, 2011, 12(6): 649 - 653. (in Chinese))
- [8] 韩剑飞, 高明军, 丁选明, 等. 管式格栅加筋碎石桩的承载力影响因素分析[J]. 土工基础, 2012, 26(5): 54 - 57. (HAN Jian-fei, GAO Ming-jun, DING Xuan-ming, et al. Analysis of influencing factors the ultimate axial capacity of the granular columns reinforced with geogrid tubes[J]. Soil Eng and Foundation, 2012, 26(5): 54 - 57. (in Chinese))
- [9] 赵明华, 顾美湘, 张玲, 等. 竖向土工加筋体对碎石桩承载变形影响的模型试验研究[J]. 岩土工程学报, 2014, 36(9): 1587 - 1593. (ZHAO Ming-hua, GU Mei-xiang, ZHANG Ling, et al. Study of model tests on the influence of vertical geosynthetic-encasement on the performance of stone columns[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, 36(9): 1587 - 1593. (in Chinese))
- [10] GNIEL J, BOUAZZA A. Improvement of soft soils using geogrid encased stone columns[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2009, 27(3): 167 - 175.
- [11] LO S R, ZHANG R, MAK J. Geosynthetic-encased stone columns in soft clay: a numerical study[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2010, 28(3): 292 - 302.
- [12] 陈建峰, 童振湄, 柳军修, 等. 竖向荷载下加筋碎石桩复合地基数值分析[J]. 岩土力学, 2013, 34(增刊2): 393 - 399. (CHEN Jian-feng, TONG Zhen-mei, LIU Jun-xiu, et al. Numerical analyses of composite foundation of geosynthetic-encased stone columns subjected to vertical loading[J]. Rock and Soil Mechanics, 2013, 34(S2): 393 - 399. (in Chinese))
- [13] DEMS K, MROZ Z. Stability conditions for brittle-plastic structures with propagating damage surfaces[J]. Journal of Structural Mechanics, 1985, 13(1): 95 - 122.
- [14] 徐芝纶. 弹性力学 (上册)[M]. 北京: 高等教育出版社, 2006. (XU Zhi-lun. Elastic mechanics (I)[M]. Beijing: Higher Education Press, 2006. (in Chinese))
- [15] 蒋明镜, 沈珠江. 考虑材料应变软化的柱形孔扩张问题[J]. 岩土工程学报, 1995, 17(4): 10 - 19. (JIANG Ming-jing,

- SHEN Zhu-jiang. Expansion of cylindrical cavity of materials with strain-softening behaviour[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 1995, 17(4): 10 - 19. (in Chinese))
- [16] 龚晓南. 复合地基理论及工程应用[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002: 91 - 95. (GONG Xiao-nan. Composite foundation theory and engineering application[M]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2002: 91 - 95. (in Chinese))
- [17] HUGHES J M O, WITHERS N J. Reinforcing of soft cohesive soils with stone columns[J]. Ground Engineering, 1974, 7(3): 42 - 49.
- [18] 赵明华, 陈 庆, 张 玲, 等. 加筋碎石桩承载力计算[J]. 公路交通科技, 2011, 28(8): 7 - 12. (ZHAO Ming-hua, CHEN Qing, ZHANG Ling, et al. Calculation of bearing capacity of geosynthetic-encased stone columns[J]. Journal of Highway and Transportation Research and Development, 2011, 28(8): 7 - 12. (in Chinese))

第七届中国水利水电岩土力学与工程学术研讨会（1号征文通知）

主办单位: 中国水利学会岩土力学专业委员会。

承办单位: 湖南大学, 中国电建集团中南勘测设计研究院有限公司, 长沙理工大学, 湖南科技大学, 南京水利科学研究院, 中国水利水电科学研究院, 长江科学院, 河海大学等。

协办单位: 《岩土工程学报》编辑部, 《岩土力学》编辑部, 《湖南大学学报》编辑部等。

为了应对社会快速发展和解决能源短缺问题, 我国水利水电基础建设仍然方兴未艾。与此同时, 在“一带一路”国家战略的实施过程中, 水利水电基础设施建设也将面临新的技术难题。为了深刻认识和深入探讨我国水利水电工程建设开发中遇到的新的岩土工程基础科学和建设技术问题, “第七届中国水利水电岩土力学与工程学术讨论会”定于2018年8月中下旬在湖南省长沙市举行, 将以“一带一路”战略实施过程中的水利水电工程建设为背景, 对我国近年来水利水电岩土工程和工程领域的最新技术开展广泛的学术交流。

会议议题: ①岩土体基本性质; ②岩土工程物理与数值模拟技术; ③水利水电工程建设与环境协调; ④高坝及边坡工程; ⑤隧道与地下洞室工程; ⑥海洋岩土工程; ⑦岩土工程中的新技术与新材料; ⑧重大岩土工程实录; ⑨“一带一路”战略实施中的水利水电岩土工程。

论文征稿: 论文全文请于2018年1月31日前, 电邮至会议秘书处邮箱hnugeo2018@163.com, 审查结果将于2018年3月30日通知。根据审查意见, 作者修改后的论文终稿请于2018年4月30日前电邮至会议秘书处邮箱: hnugeo2018@163.com。论文限6页以内, 论文格式参考《岩土工程学报》。会议论文邮箱 hnugeo2018@163.com。本次会议优秀论文将推荐在《岩土工程学报》、《岩土力学》、《湖南大学学报》等正刊或增刊上发表。热忱欢迎相关领域的研究、勘察、设计、施工的科技工作者及研究生踊跃投稿。论文请控制在6页以内。正式论文要求以电子邮件提交大会秘书组邮箱。来稿请注明作者详细通讯地址、E-mail及联系电话。

重要日期: 2017年11月15日: 论文摘要投稿截止; 2018年1月30日: 论文全文投稿截止; 2018年3月30日: 论文审稿结果通知; 2018年4月30日: 论文终稿提交截止; 2018年8月中下旬会议召开。

秘书处联系方式: 地址湖南省长沙市麓山南路1号, 湖南大学土木工程学院; 邮编: 410082, E-mail: hnugeo2018@163.com; 会议咨询及联系人: 康馨, 18392218715; 周苏华, 13677312005; 刘晓明, 18975189922; 张桂荣, 13814068823。

(中国水利学会岩土力学专业委员会 供稿)