

DOI: 10.11779/CJGE2019S1056

土工格栅加筋砂土复合体极限承载能力分析

徐超^{1, 2}, 梁程^{*2}

(1. 同济大学岩土及地下工程教育部重点实验室, 上海 200092; 2. 同济大学土木工程学院地下建筑与工程系, 上海 200092)

摘要: 土工合成材料加筋土桥台可以有效减小桥梁与路基之间的差异沉降, 避免“桥头跳车”现象的发生。为了计算土工合成材料加筋土复合体在设计中承受荷载的安全冗余度, 对其极限承载能力进行了分析。首先讨论了评价加筋土复合体极限承载能力的计算公式, 并提出了该公式是否适用于评价加筋细颗粒土复合体承载性能的问题。然后在平面应变的条件下, 进行了5组土工格栅加筋砂土模型试验和1组无加筋模型试验, 考虑了加筋间距和筋材强度对加筋砂土复合体极限承载能力的影响, 并将试验结果与公式的计算结果进行对比, 发现该公式低估了加筋砂土的承载能力。基于莫尔-库仑破坏准则, 并假定加筋土的破坏面符合朗肯破坏面, 提出了预测加筋砂土极限承载能力的分析模型, 并将模型的计算值与试验值进行对比, 发现两者基本吻合。

关键词: 土工合成材料; 加筋土桥台; 莫尔-库仑准则; 极限承载能力; 平面应变

中图分类号: TU43

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2019)S1-0221-04

作者简介: 徐超(1965—), 男, 博士, 教授, 博士生导师, 主要从事土工合成材料加筋土结构和地基加固方面的科研和教学工作。E-mail: c_axu@tongji.edu.cn。

Ultimate bearing capacity of geogrid-reinforced sand composite

XU Chao^{1, 2}, LIANG Cheng²

(1. Key Laboratory of Geotechnical and Underground Engineering of Ministry of Education, Tongji University, Shanghai 200092, China;

2. Department of Geotechnical Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China)

Abstract: The differential settlement generated between the bridge deck and the approaching road will be eliminated and bridge jump will also be prevented if geosynthetic-reinforced soil abutment is employed. To calculate its safety redundancy in the design, the ultimate bearing capacity of the geosynthetic-reinforced soil composite needs to be computed. Firstly, the model for calculating the ultimate bearing capacity of the geosynthetic-reinforced soil mass proposed by Wu and Pham is analyzed, and whether this model has the capability to predict the ultimate bearing capacity of geosynthetic-reinforced fine grained soil is questioned. To verify this problem, five geogrid-reinforced sand model tests and one unreinforced soil model test are then conducted under plain strain condition. The effects of reinforcement spacing and strength on the ultimate bearing capacity of the geosynthetic-reinforced soil are considered in the model tests. A comparison is made between the test results and those calculated using the model proposed by Wu and Pham. It is found out that the model proposed by Wu and Pham underestimates the ultimate bearing capacity of the geogrid-reinforced sand. Finally, a new analytical model is put forward based on the failure criterion of Mohr-Coulomb and the assumption of Rankine failure surface. The results calculated using the proposed model are coincident well with those obtained from the model tests.

Key words: geosynthetic; geosynthetic-reinforced soil abutment; Mohr-Coulomb criterion; ultimate bearing capacity; plain strain

0 引言

近年来, 土工合成材料加筋土桥台以其造价低、施工方便、抗震性能优良等优点被用在了中小跨度桥梁建设中, 以支撑上部桥梁荷载和交通荷载等^[1-3]。在现有的桥梁设计中, 多采用刚性混凝土桥墩来支撑上部荷载, 以达到规范中对桥梁变形的要求。这就容易使桥梁与路基之间产生差异沉降, 造成“桥头跳车”现象的发生, 特别是在软土地区, 这种现象尤其明显。

如果采用柔性的加筋土结构替换混凝土桥墩, 则可以有效减小桥梁与路基之间的差异沉降^[4]。

尽管美国联邦公路局建议加筋土复合体承担的上部荷载应小于 200 kPa^[5], 但是加筋土承受荷载的安全

基金项目: 科技部国家重点研发计划—政府间国际科技创新合作重点专项 (2016YFE0105800); 国家自然科学基金项目 (41772284)

收稿日期: 2019-04-28

*通讯作者 (E-mail: 92chengliang@tongji.edu.cn)

冗余度也是在设计中需要关注的问题,因此有必要对加筋土复合体的极限承载能力进行分析。为了评价加筋土的力学特性,更好的将加筋土结构应用到桥梁建设中,Elton等^[6]对圆柱形土工织物加筋土进行了无侧向抗压模型试验,考虑了加筋间距和筋材强度对加筋土极限承载能力的影响。Adams等^[7]进行了小型土工织物加筋土桥墩试验,考虑了加筋间距对加筋土复合体整体性能的影响。Wu等^[8]建立了两组原型的有筋土工织物加筋土桥台,分析了筋材强度对加筋土桥台变形特性和极限承载特性的影响。Wu等^[9]则在平面应变的条件下对土工织物加筋土复合体进行了载荷试验,考虑了筋材强度和加筋间距的影响,并且认为在平面应变的条件下更能反映加筋土桥台的承载变形特性。上述模型试验均采用粗颗粒土作为填料,且最大土颗粒粒径大于10 mm,没有考虑砂土或者细颗粒土作为填料时加筋土复合体的极限承载特性。

1 问题的提出

Wu等^[9]提出了一个半经验半理论的计算公式用于估算加筋土复合体的极限承载能力 σ_1 :

$$\sigma_1 = \left(\sigma_3 + 0.7 \left(\frac{S_v}{6d_{\max}} \right) \frac{T_f}{S_v} \right) K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (1)$$

式中 σ_3 为外部围压 (kPa); S_v 为加筋间距 (m); d_{\max} 为填土最大颗粒粒径 (m); T_f 为筋材极限拉伸强度 (kN/m); K_p 为朗肯被动土压力系数, $K_p = \tan^2(45^\circ + \varphi/2)$, 其中 φ 为填土内摩擦角 ($^\circ$); c 为填土黏聚力 (kPa)。式(1)利用表达式 $0.7 \left(\frac{S_v}{6d_{\max}} \right) \frac{T_f}{S_v}$ 将筋材抗拉强度等效为外部围压施加在加筋土复合体上来考虑筋材的加筋作用。但是指数表达式 $0.7 \left(\frac{S_v}{6d_{\max}} \right)$ 随指数的增加会呈现出急剧下降的趋势,尤其是当指数从1增加到10时。如果采用细颗粒土作为填土,而砂土的最大土颗粒粒径通常小于5 mm,这将有可能会低估筋材的加筋作用,从而低估加筋土复合体的极限承载能力。因此有必要讨论式(1)是否适用于估算加筋细颗粒土的极限承载能力。

2 模型试验

2.1 试验概况

试验采用自主研发的平面应变试验仪,尺寸为600 mm×285 mm×1000 mm(长×宽×高),如图1所示。在模型箱的前后两侧均采用多条刚性横肋进行加固,以限制模型在荷载条件下在其宽度方向上的变形。在模型两侧分别放置一个气囊来提供试验中所需的围压,围压设定为30 kPa。轴向荷载由液压千斤顶提供。为降低侧壁摩阻力对试验结果的影响,在模型

箱内布设聚四氟乙烯薄膜,并在薄膜与模型接触面上涂一层凡士林,使模型更符合平面应变的条件^[13]。将模型分为10层进行填筑,每层厚度为100 mm,并进行分层压实,采用体积质量控制的方法使填土的相对密实度达到75%。

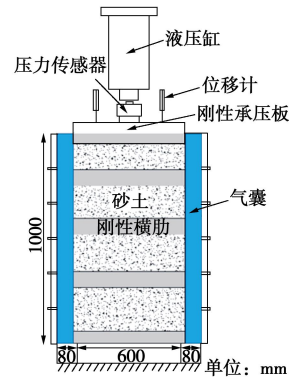


图1 试验装置示意图

Fig. 1 Schematic graph of test apparatus

2.2 试验材料

采用干的石英砂作为此次试验的填土,最大土颗粒粒径为3 mm,筛分曲线如图2所示。通过室内不固结不排水三轴试验确定填土的内摩擦角为 39° ,黏聚力为0 kPa。

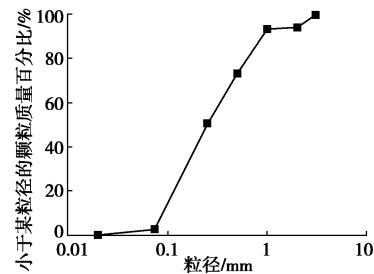


图2 砂土级配曲线

Fig. 2 Grain-size distribution curves of sand

加筋材料选用极限抗拉强度为20, 30 kN/m两种不同的聚丙烯双向土工格栅。对于抗拉强度为20 kN/m的格栅,当拉伸应变为2%和5%时,受到的拉力分别为7.6, 14.5 kN/m。对于抗拉强度为30 kN/m的格栅,当拉伸应变为2%和5%时,受到的拉力分别为9.4, 19.8 kN/m。筋材采用全断面铺设的方式,其纵向与模型长度方向一致。

2.3 试验方案

为获得评价加筋土复合体极限承载能力的荷载-变形曲线,在液压千斤顶和加载板之间布设压力传感器用于记录轴向荷载,在荷载板两端布设两个差动式位移计用于监测模型顶部在荷载作用下的沉降,具体布设情况见图1。

一共进行了6组模型试验,详细的试验方案设置

见表 1。试验中, 轴向荷载采用分级加载的方式, 每级荷载增量为 25 kPa, 直到模型破坏后停止加载。在每级荷载作用下稳定 10 min 使模型的变形达到稳定状态, 再施加下一级荷载。

表 1 试验方案

Table 1 Test plans

| 试验编号 | 拉伸强度 T_f /kN/m | 加筋间距 S_v /m |
|------|------------------|---------------|
| T1 | 20 | 0.33 |
| T2 | | 0.25 |
| T3 | | 0.20 |
| T4 | 30 | 0.33 |
| T5 | | 0.25 |
| T6 | — | — |

注: 试验 T6 为无加筋试验。

2.4 极限承载能力对比分析

将 5 组加筋试验得到的极限承载力值与式 (1) 计算得到的极限承载力值进行对比, 结果见图 3。随着加筋间距和筋材强度的变化, 式 (1) 得到的计算值基本没有发生改变, 并且远小于试验值, 这说明式 (1) 远远低估了加筋砂土复合体的极限承载能力。

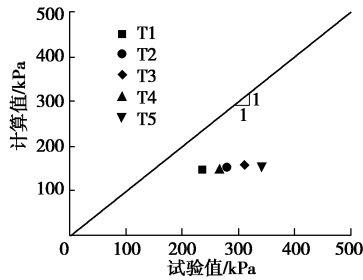


图 3 试验值与式 (1) 计算值对比

Fig. 3 Comparison between test and calculated results using Eq.(1)

2.5 破坏模式分析

试验结束后, 发现土工格栅发生断裂, 在二维平面内将每组试验中土工格栅的破坏点进行连接, 发现该破坏面与水平面的夹角基本符合朗肯破坏面的假定。这与 Saghebfar 等^[7]通过对整体式加筋土桥台分析得到的结果一致。

3 理论分析

3.1 计算模型的提出

根据上述平面应变的试验结果, 假定加筋土复合体在极限状态下的破坏面符合朗肯破坏面, 即破坏面与水平面的夹角为 $\theta = 45^\circ + \varphi_{ps}/2$, 如图 5 所示, 其中 φ_{ps} 为填土在平面应变条件的内摩擦角, 可通过填土在三轴状态下的内摩擦角 φ_s 求得^[10]

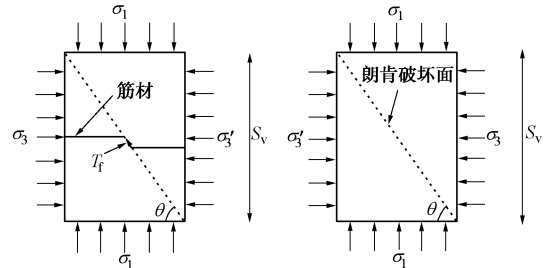
$$\varphi_{ps} = 1.5\varphi_s - 17^\circ \quad (2)$$

选取高度为 S_v , 筋材位于 $S_v/2$ 位置处的单元体作为研究对象, 这样可以忽略单元体边界面上的剪应力^[11], 竖直方向和水平方向可分别视为最大和最小主应力方

向, 受力分析如图 4 (a) 所示。同时假定在极限状态下, 破坏面处筋材轴力的方向与破坏面的方向一致。本文将加筋作用等效为外部围压施加在单元体上, 受力分析如图 4 (b) 所示。最后土体受到的围压, σ'_3 , 为原有围压与筋材提供的等效围压之和, 即

$$\sigma'_3 = \sigma_3 + \Delta\sigma_{3r} \quad (3)$$

式中, σ_3 为试验中施加在加筋土复合体外部的围压, $\Delta\sigma_{3r}$ 为由于筋材加筋作用产生的等效围压。



(a) 有筋材时的受力分析 (b) 将加筋作用等效为外部围压时的受力分析

图 4 单元体受力分析

Fig. 4 Stress analysis of an element of reinforced soil

为了计算等效围压 $\Delta\sigma_{3r}$, 取单元体中滑动面为研究对象 (图 5)。首先将筋材轴力等效为破坏面上增加的剪应力, 并且假定该剪应力在 $S_v/2$ 范围内随着距筋材距离的增加呈线性降低的趋势。在 $S_v/2$ 位置处, 剪应力增量等于 0, 在筋材位置处, 剪应力增量有最大值。则剪应力增量的平均值 $\Delta\tau_{fr}$, 可以表示为

$$\Delta\tau_{fr} = \frac{T_f \sin \theta}{2S_v} \quad (4)$$

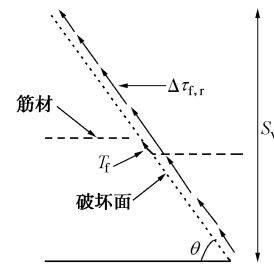


图 5 假定的剪应力增量沿滑动面上的分布形式

Fig. 5 Assumed distribution of increased shear stress along failure surface

根据莫尔-库仑破坏准则, 对于素土的抗剪强度, τ_{fur} , 可以表示为

$$\tau_{fur} = \sigma_{ur} \tan \varphi_{ps} + c \quad (5)$$

式中, σ_{ur} 为素土破坏面上的正应力, 其与素土受到的最大主应力 $\sigma_{1,ur}$ 和最小主应力 $\sigma_{3,ur}$ 之间的关系为

$$\sigma_{ur} = \frac{1}{2}(\sigma_{1,ur} + \sigma_{3,ur}) + \frac{1}{2}(\sigma_{1,ur} - \sigma_{3,ur}) \cos 2\theta \quad (6)$$

且

$$\sigma_{1,ur} = \sigma_{3,ur} \tan^2 \theta + 2c \tan \theta \quad (7)$$

将式 (6), (7) 代入式 (5) 中就可以求得素土的

抗剪强度 $\tau_{f,ur}$ 。同理加筋土的抗剪强度, $\tau_{f,ur} + \Delta\tau_{f,r}$, 可以表示为

$$\tau_{f,ur} + \Delta\tau_{f,r} = \sigma_r \tan \varphi_{ps} + c, \quad (8)$$

式中, σ_r 为加筋土破坏面上的正应力。利用 $\sigma_{1,r}$ 和 $\sigma_{3,r}$ 分别替换式 (6), (7) 中的 $\sigma_{1,ur}$ 和 $\sigma_{3,ur}$, 就可以求得加筋土在极限状态下的等效围压 $\sigma_{3,r}$:

$$\sigma_{3,r} = \frac{T_r \sin \theta}{S_v \tan \varphi_{ps}} \cdot \frac{1}{\tan^2 \theta + 1 + (\tan^2 \theta - 1) \cos 2\theta} + \sigma_{3,ur}, \quad (9)$$

则可求得由于筋材加筋作用产生的等效围压 $\Delta\sigma_{3,r}$ 再结合式 (3), 就可以求得加筋土的极限承载力 σ_1 。

3.2 模型验证

为验证模型的合理性, 并将加筋土复合体极限承载能力的计算值与试验值进行比较(图6)。可以看出, 计算值与试验值基本吻合, 说明该模型能很好的对加筋砂土复合体的极限承载能力进行评价。

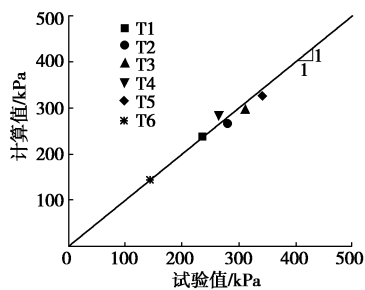


图6 理论计算值与试验值对比

Fig. 6 Comparison between test and calculated results using proposed model

4 结 语

本文首先对 Wu 等提出的评价加筋土极限承载能力的计算模型进行了讨论, 然后设计并完成了 5 组土工格栅加筋砂土模型试验和 1 组无加筋模型试验。通过与试验结果对比, 发现 Wu 等提出的计算公式低估了加筋砂土复合体的极限承载能力。在此基础上, 基于莫尔库仑破坏准则, 提出了评价土工格栅加筋砂土承载能力的计算模型。

参考文献:

- [1] ADAMS M T, NICKS J E, STABILE T, et al. Geosynthetic reinforced soil integrated bridge system interim implementation guide[R]. Final Report, FHWA-HRT-11-026. McLean: Federal Highway Administration, 2011.
- [2] ADAMS M T, NICKS J E, STABILE T, et al. Geosynthetic reinforced soil integrated bridge system synthesis report[R]. Final Report, FHWA-HRT-11-027. McLean: Federal Highway Administration, 2011.
- [3] SAGHEBFAR M, ABU-FARSAKH M, ARDAH A, et al. Performance monitoring of geosynthetic reinforced soil integrated bridge system (GRS-IBS) in Louisiana[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2017, **45**(2): 34 - 47.
- [4] HELWANY S M B, WU J H T, FROESSL B. GRS bridge abutments-and effective means to alleviate bridge approach settlement[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2003, **21**(3): 177 - 196.
- [5] BERG R R, CHRISTOPHER B R, SAMTANI N. Design and construction of mechanically stabilized earth walls and reinforced soil slopes-Volume I [R]. Washington D C: Dept. of Transportation, 2009.
- [6] ELTON D J, PATAWARAN M A B. Mechanically stabilized earth reinforcement tensile strength from tests of geotextile-reinforced soil[R]. Washington D C: Transportation research record 1868, Transportation research board, 2005.
- [7] ADAMS M T, KETCHART K, WU J T H. Mini pier experiments: geosynthetic reinforcement spacing and strength as related to performance[C]// Geosynthetics in Reinforcement and Hydraulic Applications, Geotechnical Special Publication 165, Geo-Denver 2007, ASCE. Reston, 2007.
- [8] WU J T H, LEE K Z Z, PHAM T. Allowable bearing pressures of bridge sills on GRS abutments with flexible facing[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, **132**(7): 830 - 841.
- [9] WU J T H, PHAM T Q. Load-carrying capacity and required reinforcement strength of closely spaced soil-geosynthetic composites[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2013, **139**(9): 1468 - 1476.
- [10] LADE, P V, LEE K L. Engineering properties of soils[R]. Report UCLA-ENG-7652, Department of Civil Engineering, University of California. Los Angeles, 1976.
- [11] ADIB M E. Internal lateral earth pressure in earth walls[D]. University of California. Berkeley, 1988.

(责编: 胡海霞)