

砂填料桩承式路堤土拱效应模型试验

芮 瑞, 黄 成, 夏元友, 胡 港, 夏晓龙

(武汉理工大学土木工程与建筑学院, 湖北 武汉 430070)

摘 要: 现有的桩承式路堤荷载传递计算方法主要依据 3 类土拱效应力学计算模型。由于宏观土拱形态观察的难度较大, 现有计算方法普遍缺乏对不同填料与参数下拱效应传力机制以及宏观土拱拱形参数的深入探讨。采用自制的试验装置对砂填料桩承式路堤土拱效应模型进行探讨, 进行了 3 组不同桩距比下 3 种填土高度的模型试验。模型试验装置配备了位移控制装置模拟与精确控制桩间土下沉, 在下沉过程中连续、同步的采集土压力以及砂箱内部填料的照片, 并通过摄影测量技术获取全场位移数据。通过对桩土应力比曲线特征以及曲线特征点所对应的填料颗粒位移图的综合分析, 探讨了砂填料桩承式路堤拱效应传力机制, 揭示了填料内部存在的初始三角形松动滑移面。基于此提出了初始三角拱力学计算模型, 分析得到了滑移面角度随桩距比变化的规律, 并利用滑移面夹角统计数据确定了拟合计算公式, 通过力学推导建立了适用于砂填料桩承式路堤的桩土应力比计算方法。通过与 Rogbeck 法、BS8006 法、Terzaghi 法以及模型试验实测数据的对比, 验证了计算方法的合理性。

关键词: 桩承式路堤; 模型试验; 土拱效应模型; 三角拱模型; 摄影测量

中图分类号: TU471.8

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2013)11-2082-08

作者简介: 芮 瑞(1981-), 男, 安徽黄山人, 博士, 副教授, 硕士生导师, 主要从事岩土工程加固设计与理论、软土地基处理方面的研究与教学工作。E-mail: ruigrate@126.com。

Model tests on soil arching effects of piled embankments with sand fills

RUI Rui, HUANG Cheng, XIA Yuan-you, HU Gang, XIA Xiao-long

(School of Civil Engineering and Architecture, Wuhan University of Technology, Wuhan 430070, China)

Abstract: The load transfer methods for piled embankments are mostly based on 3 soil arching effect models. Most of these methods do not take into account changes of the arching effect mechanism under different fills and parameters for the difficulty of observing the macro soil arching. For each method, the same arch shape is always applied to all the situations. 3 groups of soil arching effect model tests with different pile spacings and sand-filling heights are done by using a model test apparatus. In the model tests, the settlement of soils is controlled by the displacement control device accurately. The soil pressures are measured and the pictures are collected during the settlement continuously and synchronously. Then, the photographic survey technique is used for measuring the overall displacement of the sand fills. The pile-soil pressure ratios are calculated and the feature point in the pile-soil pressure ratio curves are picked out. The force transfer mechanism of the piled embankment with sand fills is discussed. Triangular slide planes in the sand filling and the angles of slide planes' change with the pile-spacing ratio are discovered. An initial triangular arching effect model is put forward based on these comprehensive analyses. A formula for the pile-soil pressure ratio is derived from the new arching effect model. The pile-soil pressure ratios under the model test situations are calculated by using the Rogbeck method, BS8006 method, Terzaghi method and a new method. The new triangular soil arching effect method is proved to best fit the actual measurements.

Key words: piled embankment; model test; soil arching effect model; triangular soil arching effect model; photographic survey

0 引 言

目前的桩承式路堤的设计与计算方法的主要思路仍然是通过假设填料内部土拱效应力学模型并进行公式推导而建立的。英国规范 BS8006^[1]虽然其模型简化并非十分合理, 但作为第一本相关规范, 为桩承式路堤的设计理论发展起到了重要推动作用, 该规范于

2010 年进行了修订; 北欧地区 Carlsson^[2]、Rogbeck 等^[3]、Guido 等^[4]均以三角形(金字塔)模型为基础提出了桩土应力比计算方法; Hewlett 等^[5]提出了圆(穹

基金项目: 国家自然科学基金项目(51208403); 中央高校基本科研业务费专项资金资助项目(2013-II-018, 2011-IV-046)

收稿日期: 2013-03-27

顶)拱模型, 早期的德国规范基于该模型, 适合于填土较高的情况。Zaeske 等^[6-7]在圆拱模型基础上进行改进, 提出了多拱模型, 形成了新的 EBGeo 方法。van Eekelen 等^[8]在荷兰 Giessenburg 市京都路进行长达 2 a 的桩承式路堤现场试验。通过现场试验与模型试验的分析, 对 BS8006 方法与 Rogbeck 法进行了改进^[9-10]。国内学者也对这些已有模型进行了一些改进的工作, 如陈云敏等^[11]对 Hewlett 等提出的模型提出了空间土拱极限分析方法; 许峰等^[12]基于垂直剪切面模型提出整体计算方法。吕伟华等^[13]对应力没有达到屈服状态时路堤土中应力调整即应力重分布现象称为“不完全土拱效应”进行了公式推导和模型试验验证, 适用于填料高度有限, 不存在完整的变形土拱的情况。以上大多数计算方法以事先假设的力学模型为基础。由于边界条件、填料特性、桩间土性质等的差别, 所得到的土拱效应模型仅适用于特定的条件。

实际的土拱形式是复杂多样性的。模型试验技术以及离散元数值计算理论的发展为桩承式路堤拱效应传力机制的研究与拱形参数的确定提供了可靠的研究手段。Paikowsky 等^[14]建立二维 Trap door 模型, 采用光弹试验得到了应力分布云图。Eskisar 等采用 X 射线 CT 成像技术对桩承式路堤填料土拱结构进行了研究, 得到了不同桩距布置形式下的土拱效应图^[15]。但总体来看, 不同填料与参数下拱效应传力机制还缺乏深入探讨, 现有计算方法普遍没有考虑在不同的条件下对宏观土拱拱形参数进行修正。

课题组根据桩承式路堤的边界条件, 制作了二维拱效应模型试验装置, 该模型可设置不同的桩距比进行试验。其特点是利用摄影测量技术捕捉路堤填料的全场位移, 不仅可以通过图像分析研究宏观土拱形式, 而且能够精确的控制桩间土下沉量, 通过对桩间土下沉过程中全场位移场变化的分析获得宏观土拱的演化规律。采用砂作为填料进行了 3 组不同桩距比的桩承式路堤模拟试验, 每组试验采用了 3 种不同的填土厚度, 通过对全场位移与桩土应力比的综合分析, 总结了采用砂作为填料时内部剪切面的几何特征, 得到该特定条件下的土拱效应模型, 并基于模型试验结果建立了计算方法。

1 模型试验测试方案

1.1 试验概况

本模型试验采用自制的桩承式路堤模型装置。模型试验装置填料箱尺寸为长×宽×高=1200 mm×300 mm×800 mm, 下部共设 16 块钢质活动挡板,

挡板尺寸为长×宽×高=300 mm×75 mm×30 mm, 每块挡板均可固定在模型支架上(模拟桩), 也可固定在下部钢板上, 并与升降设备相连(模拟桩间土下沉), 可设置 20 种桩距比。配置了升降设备以精确控制桩间活动挡板下移量, 最大下移量 60 mm。试验仪器照片见图 1。

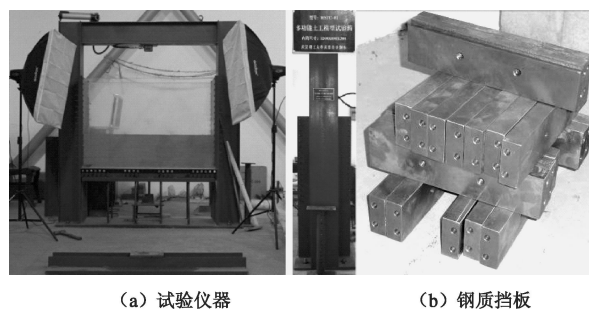


图 1 试验仪器照片

Fig. 1 Photo of model test apparatus

桩间土挡板和桩挡板上布置直径 2 cm 的微型土压力盒以测试土压力, 布置图见图 2。在装置正面设置数码照相测量云台, 以固定的焦距(50 mm)与距离采集试验过程中的砂填料图片, 采用像分析软件进行全场位移测试分析。仪器详细构造与试验测试方法参见设备专利^[16]。

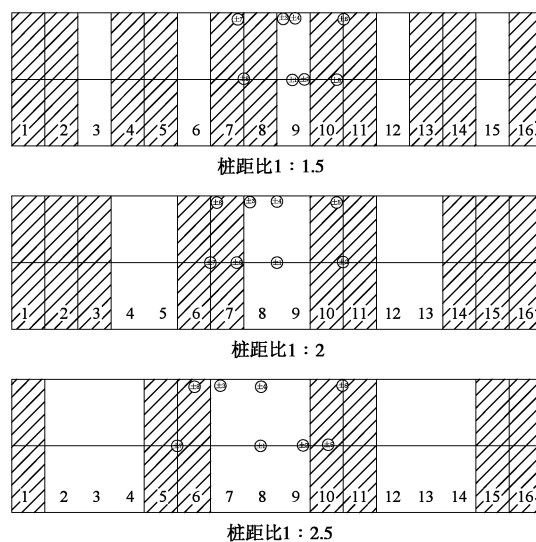


图 2 微型土压力盒布置图

Fig. 2 Layout of miniature earth pressure cells

采用内摩擦角 31° , 颗粒比重 2.67 的干净河砂作为填料进行试验。最小干密度为 1.456 g/mm^3 , 最大干密度为 1.816 g/mm^3 。采用控制每层填料重量的方法控制填料孔隙率, 每 25 mm 或 50 mm 一层, 每 25 mm 填砂 15 kg, 因此砂填料的密度为 1.667 g/mm^3 , 孔隙率为 0.376。计算得到砂填料的相对密度为 63.8%, 处

于中密，接近于密实状态。

试验为探讨下移量对土拱效应的影响，未设置加筋材料。进行桩距比 (a/s) 为 1:1.5, 1:2, 1:2.5 的 3 组模型试验。各桩距比的挡板布置见图 2，图中斜线部分所示挡板固定，中间的挡板可下移以模拟桩间土下沉。

1.2 试验步骤

试验模拟步骤如下：①分层填入砂颗粒，用夯板夯至预定厚度。为了方便对试验过程中的砂颗粒位移情况进行观察，每层之间均匀撒上一层石膏粉；②夯实完成一层后采集 1 张照片，记录土压力数据；③重复填筑过程自至填料达到预定高度；④当填筑过程结束后，以缓慢的速率下移活动挡板，每下移 0.02 mm，采集 1 张图像数据，并同步记录土压力盒数据；⑤继续下移挡板直至超过 60 mm，或填料表面出现明显凹槽，持续观察记录图像与土压力数据。

2 模型试验成果

2.1 桩土应力比成果

根据试验得到的土压力数据，计算并绘制不同桩距比下，不同填高的桩土应力比曲线图，见图 3~5。

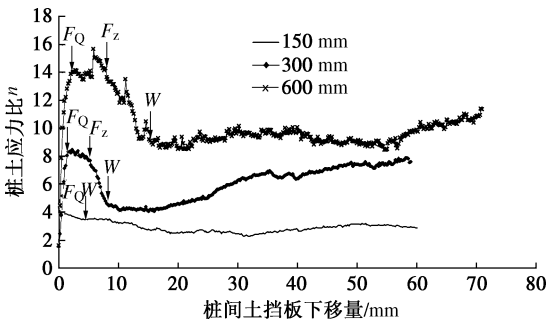


图 3 桩土应力比随挡板下移变化曲线 ($a/s=1:1.5$)
Fig. 3 Pile-soil pressure curves with sinking of bafflers ($a/s=1:1.5$)

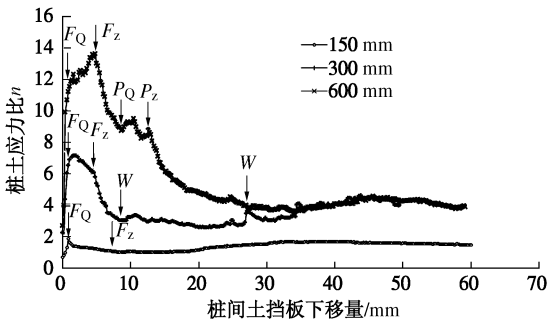


图 4 桩土应力比随挡板下移变化曲线 ($a/s=1:2$)
Fig. 4 Pile-soil pressure curves with sinking of bafflers ($a/s=1:2$)

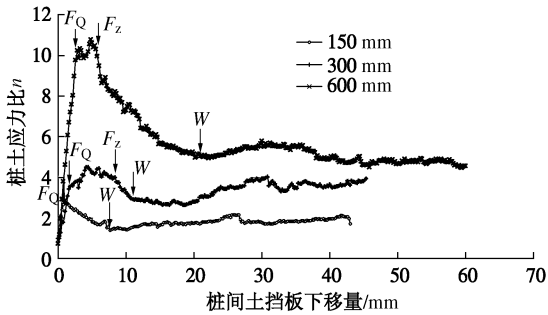


图 5 桩土应力比随挡板下移变化曲线 ($a/s=1:2.5$)
Fig. 5 Pile-soil pressure curves with sinking of bafflers ($a/s=1:2.5$)

桩土应力比随桩间土挡板下移量曲线特征如下：

(1) 随挡板下移量的增加，起始的桩土应力比从 1.0 左右迅速提高，进入峰值段并稳定一段后，随下移量继续增加而迅速衰减，之后波动并稳定下来。在图中分别以箭头标注桩土应力比曲线峰值段起点 (F_Q)、终点 (F_Z) 与稳定段起点 (W)。

(2) 填高较高时，在桩土应力比的下降段还会出现短暂提高或“平台”段，延缓了桩土应力比的下降速度。图 3 中填高 600 mm 的桩土应力比曲线在下降过程中出现了两次突增。图 4 中 600 mm 桩土应力比曲线在达到峰值后下降过程中出现了一个“平台”段。图 4 中用箭头标注的平台段起点 (P_Q) 以及终点 (P_Z)。

(3) 同一桩距比下，填料高度越高，桩土应力比的峰值和最终稳定的桩土应力比均提高，峰值段长度也越长。相同填料高度下，随着桩距比的减小，桩土应力比减小。

2.2 填料全场位移成果

在下移桩间土挡板的过程中，采集到的图像数据出现了多条滑移面。通过连续对比相邻图像，追踪砂颗粒的相对位移量并予以累加，可得到颗粒全场位移。位移等值线图中，出现了三角形的下移区域，下移区域边缘是等值线密集区，该等值线的密集区域与滑移面位置相对应。

桩土应力比曲线特征与特征点所反映的土拱结构形成与演化过程与颗粒位移有一定的对应关系，为了对土拱效应特征进行深入分析，挑选出图 3~5 中特征点所对应的全场位移等值线图，列入图 6~14 中。

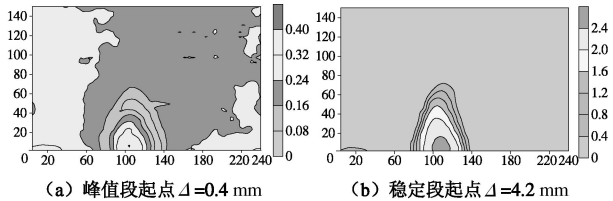
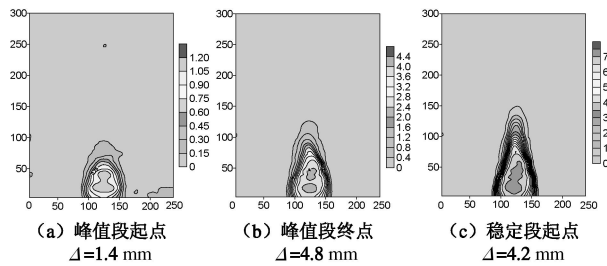
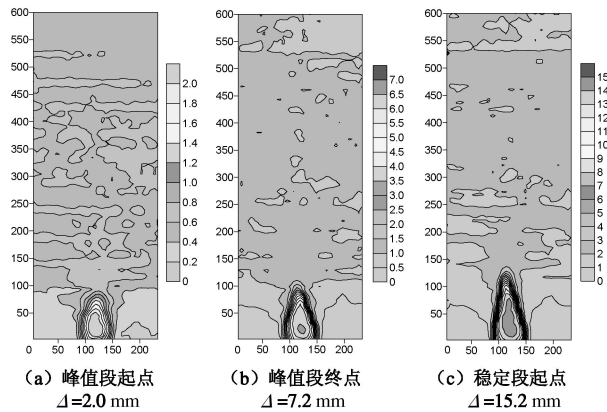
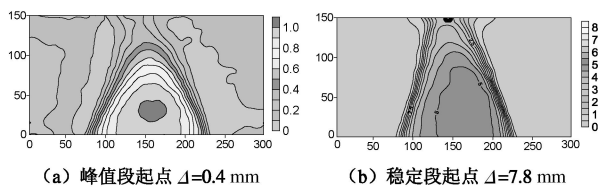
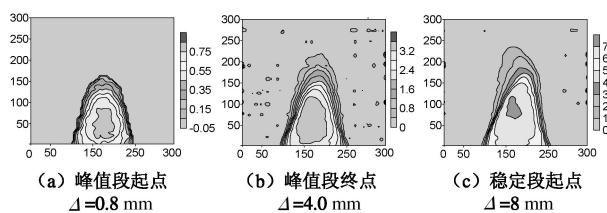


图 6 桩距比 1:1.5 位移等值线图 ($H=150$ mm)
Fig. 6 Contours of displacement ($a/s=1:1.5, H=150$ mm)

图 7 桩距比 1 : 1.5 位移等值线图 ($H=300$ mm)Fig. 7 Contours of displacement ($a/s=1:1.5$, $H=300$ mm)图 8 桩距比 1 : 1.5 位移等值线图 ($H=600$ mm)Fig. 8 Contours of displacement ($a/s=1:1.5$, $H=600$ mm)图 9 桩距比 1 : 2 位移等值线图 ($H=150$ mm)Fig. 9 Displacement contour map ($a/s=1:2$, $H=150$ mm)图 10 桩距比 1 : 2 位移等值线图 ($H=300$ mm)Fig. 10 Contours of displacement ($a/s=1:2$, $H=300$ mm)

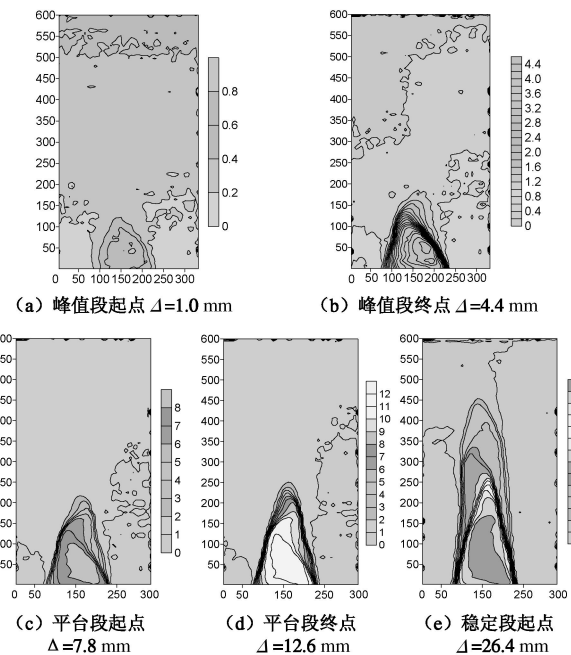
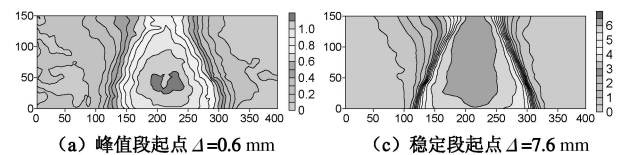
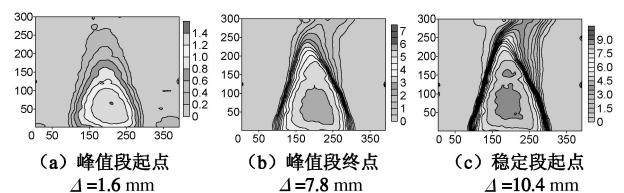
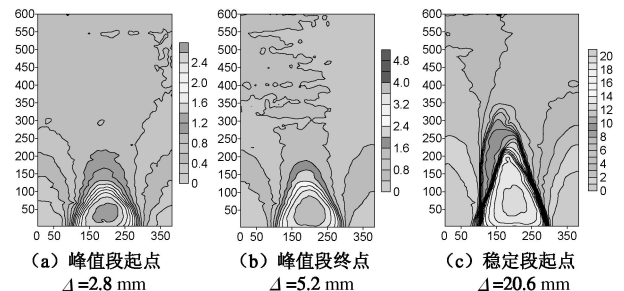
通过分析、对比图像, 可以得到以下结论:

(1) 在桩间土下移过程中, 桩土应力比进入峰值段或平台段 (即特征点 F_Q , P_Q), 位移图像中开始出现三角形的下移区域和一对近于对称的直线形松动滑移面。

(2) 在桩土应力比曲线峰值段或平台段终点 (即特征点 F_Z , P_Z), 松动滑移面才更为明显。可能是由于桩土应力比进入峰值段末端, 位移充分发生, 才反映在图像上。

(3) 桩土应力比曲线稳定段起点 (即特征点 W) 所对应的图像均反映出初始的三角形滑移面上方填料

开始松动, 新的滑移面开始形成的情况。

图 11 桩距比 1 : 2 位移等值线图 ($H=600$ mm)Fig. 11 Contours of displacement ($a/s=1:2$, $H=600$ mm)图 12 桩距比 1 : 2.5 位移等值线图 ($H=150$ mm)Fig. 12 Displacement contour map ($a/s=1:2.5$, $H=150$ mm)图 13 桩距比 1 : 2.5 位移等值线图 ($H=300$ mm)Fig. 13 Contours of displacement ($a/s=1:2.5$, $H=300$ mm)图 14 桩距比 1 : 2.5 位移等值线图 ($H=600$ mm)Fig. 14 Contours of displacement ($a/s=1:2.5$, $H=600$ mm)

(4) 桩距比 1 : 2.5, 填高 600 mm 的图像 (图 14 (c)) 在峰值段终点到稳定的过程中, 出现了多条

新的松动滑移面，表现在桩土应力比曲线上为下降段斜率较平缓。

另外，试验过程中还观察到，进入稳定段后，如果进一步增加下移量，填料内部还会出现新的松动滑移面。填土较低时，初始形成的三角形滑移面逐级张开。当填土较高时，会出现塔形的下移区域。最终桩挡板两侧均会形成两条垂直的松动滑移面。限于篇幅，不再列出。

2.3 拱效应特性分析

通过对桩土应力比曲线，以及曲线特征点对应位移图像的分析，可以对砂填料桩承式路堤拱效应做如下分析与总结。

(1) 当采用砂作为填料时，随着桩间土挡板下移量的增加，桩土应力比迅速增加。对应的位移图像反映出桩间土上部砂填料出现三角形松动下移区域与 2 条对称的直线形松动滑移面，三角形松动下移区域外侧形成了土拱传力结构。该松动滑移面可看作填料内部砂土由于挡板下移的主动破坏滑移面。该三角形传力结构最先形成，将其称之为初始三角拱。

(2) 桩土应力比开始阶段的迅速提高说明初始三角拱在较小的下移量下迅速形成，该传力结构形成后能在一定的下移量下保持稳定。填高越高，桩土应力比峰值段长度越长，表明所形成的传力结构越稳定。当超过下移量临界值时传力结构破坏，桩土应力比曲线迅速衰减。随着填料内部新的滑移面与传力结构开始形成，桩土应力比曲线进入稳定段。

(3) 当填料高度较高、桩距比较大时，下降过程中出现的“平台”段，亦与新的滑移面对应（见图 11 (c)、11 (d)）。这些滑移面对应的亚稳态传力结构，其稳定性不高，在较小的下移量增量下即破坏，但延缓了桩土应力比的下降速度。

2.4 填料内部松动滑移面统计

通过位移数据可以对最初所形成的三角形滑移面斜率进行统计，统计表见表 1。由于位移的滞后性，统计时以峰值段终点的滑移面斜率为准。

表 1 滑移面斜率统计表

Table 1 Statistical values of slide planes				
桩距比 a/s	填高 H/mm	水平夹角 α		下移量 Δ /mm
		左/右/(°)	平均/(°)	
1 : 1.5	150	70.0/72.1	71.1	1.0
	300	77.2/76.4	76.8	4.8
	600	80.7/72.4	76.6	7.2
1 : 2	150	71.1/69.0	70.1	0.4
	300	71.8/74.5	73.2	4.0
	600	77.9/60.7	69.3	4.4
1 : 2.5	150	68.5/68.6	68.5	0.6
	300	68.2/67.7	68.0	7.8
	600	70.4/65.3	67.9	5.2

从模型试验分析与统计结果结果看，试验结果与

Terzaghi 模型及三角拱模型有相同之处，但也存在一些差异。

(1) Terzaghi 通过 trap door 试验指出^[17]，随着 $H/(s-a)$ 比值增大，滑移面倾角由 90° 变为 $45^\circ + \varphi/2$ 。因此，假设滑移面为垂直滑移面并建立计算模型。模型试验的结果亦介于 $90^\circ \sim (45^\circ + \varphi/2)$ 之间，但不同点在于出现垂直滑移面之前，各试验桩距比与填高下均出现了初始三角形滑移面。Trap door 试验未观察到初始三角形滑移面的原因在于，该试验没有控制桩间土下移量，在 $H/(s-a)$ 较小的情况下，较小的位移量便会形成 90° 的垂直剪切面，从而遗漏了之前形成的三角形滑移面。因此，Terzaghi 方法更为适用于填高较小和桩间土下移量较大的情况。

(2) 在桩间土下移量较小的情况下，砂填料桩承式路堤所获得的三角形滑移面与已有的三角拱模型最为吻合。但实测得到的初始三角拱松动滑移面角度并非 Carlsson^[2]、Rogbeck^[3]等给出的顶角 30° ，也非 Guido 等^[4]给出的 45° ，滑移面夹角大于 $45^\circ + \varphi/2$ ，且随桩体宽度与桩间距比值 (a/s) 的减小而逐渐减小，而填料高度对松动滑移面斜率影响不大。

3 砂填料桩承式路堤拱效应模型

3.1 三角拱力学计算模型

根据砂填料桩承式路堤模型试验分析，建立初始三角拱的力学模型见图 15。该模型对应于桩土应力比峰值段的情况，适用于较小的桩土相对位移量的条件，使用时可将表 1 中的下移量 Δ 作为参考标准。

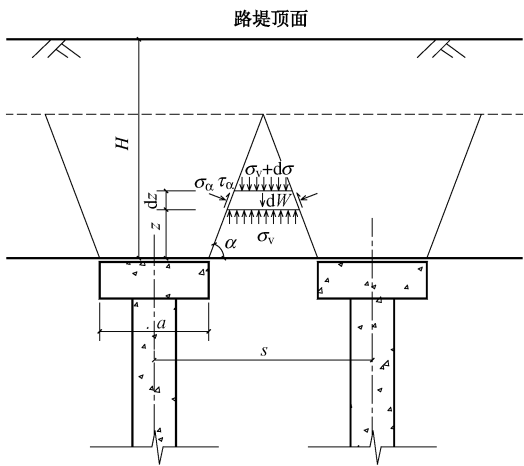


图 15 砂填料桩承式路堤三角拱力学计算模型

Fig. 15 Triangular arch mechanical model for piled embankment with sand fills

根据郎肯土压力理论，在主动破坏的条件下，滑移面应为 $45^\circ + \varphi/2$ ，Terzaghi 的 trap door 试验和本试验得到的滑移面与水平面夹角均大于该数值。认为这一情况是由于不同边界条件下，两侧土体的夹制作

用, 主应力发生偏转所致。桩距比越小, 主应力偏转程度越大, 见图 16。

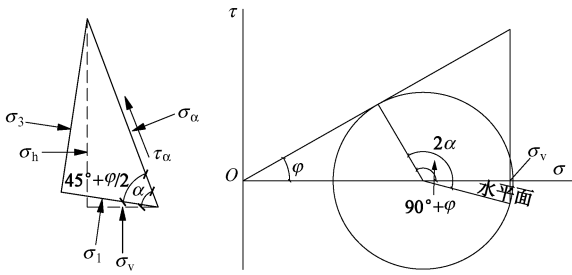


图 16 应力状态与莫尔圆示意图

Fig. 16 Stress state and Mohr's circle

当桩距比趋于 0 时, 不存在应力偏转, 则 $\alpha = 45^\circ + \varphi/2$ 。因此, 采用二次曲线来描述角度与桩距比之间关系, 表达式为

$$\alpha = A\left(\frac{a}{s}\right)^2 + B\left(\frac{a}{s}\right) + 45^\circ + \frac{\varphi}{2} \quad (1)$$

采用此函数对表 1 中模型试验统计数据点进行拟合, 得到

$$\alpha = 4.5831\left(\frac{a}{s}\right)^2 + 17.879\left(\frac{a}{s}\right) + 60.5^\circ \quad (R^2 = 0.9959) \quad (2)$$

可见, 拟合结果与实测结果较为吻合。

根据图 16, 假设水平面上的竖向荷载不变, 则由于应力偏转, 得到滑移面上的应力关系:

$$\sigma_\alpha = \frac{\sigma_v \cdot \cos^2 \varphi}{1 + \sin(2\alpha - \varphi) \cdot \sin \varphi} \quad (3)$$

$$\tau_\alpha = \frac{\sigma_v \cdot \sin \varphi \cdot \cos \varphi}{1 + \sin(2\alpha - \varphi) \cdot \sin \varphi} \quad (4)$$

3.2 荷载传递计算公式推导

采用图 15 所示的三角拱力学模型进行荷载传递公式推导。根据三角形区域部分土体薄片的竖向受力平衡条件, 消去高阶微量, 得到

$$\left[(s-a) - \frac{2z}{\tan \alpha} \right] \cdot \frac{d\sigma_v}{dz} + \left[\frac{2 \cdot \cos(\alpha + \varphi) \cdot \cos \varphi}{[1 + \sin(2\alpha - \varphi) \cdot \sin \varphi] \cdot \sin \alpha} - \frac{2}{\tan \alpha} \right] \cdot \sigma_v + \gamma \cdot \left[(s-a) - \frac{2z}{\tan \alpha} \right] = 0 \quad (5)$$

令

$$p = \frac{2 \cdot \cos(\alpha + \varphi) \cdot \cos \varphi}{[1 + \sin(2\alpha - \varphi) \cdot \sin \varphi] \cdot \sin \alpha} - \frac{2}{\tan \alpha} \quad (6)$$

$$t = (s-a) - \frac{2z}{\tan \alpha} \quad (7)$$

方程简化为

$$\frac{d\sigma_v}{dt} = \frac{\tan \alpha}{2} \cdot \left(\frac{p \cdot \sigma_v}{t} + \gamma \right) \quad (8)$$

令

$$\frac{\sigma_v}{t} = U \quad (9)$$

将式 (9) 代入 (8), 得

$$U = \frac{C \cdot t^{\frac{p \cdot \tan \alpha}{2} - 1} - \frac{\gamma \cdot \tan \alpha}{2}}{\frac{p \cdot \tan \alpha}{2} - 1} \quad (10)$$

式中, C 为待定系数。将式 (7) 代入式 (10) 得

$$U = \frac{C \cdot \left[(s-a) - \frac{2z}{\tan \alpha} \right]^{\frac{p \cdot \tan \alpha}{2} - 1} - \frac{\gamma \cdot \tan \alpha}{2}}{\frac{p \cdot \tan \alpha}{2} - 1} \quad (11)$$

将式 (11) 代入式 (9), 得原方程 (5) 的解为

$$\sigma_v = \frac{C \cdot \left[(s-a) - \frac{2z}{\tan \alpha} \right]^{\frac{p \cdot \tan \alpha}{2} - 1} - \frac{\gamma \cdot \tan \alpha}{2}}{\frac{p \cdot \tan \alpha}{2} - 1} \cdot \left[(s-a) - \frac{2z}{\tan \alpha} \right] \quad (12)$$

分路堤填料高度大于等于三角拱高和小于拱高两种情况, 分别代入定解条件进行求解。

$$(1) \quad H \geq \frac{1}{2}(s-a) \cdot \tan \alpha$$

与 Terzaghi 模型不同, 三角拱理论公式^[2-4]均假设三角拱顶点位置的竖向应力为 0。也就是假设滑移面外侧形成的拱结构将荷载传递到了两侧。从颗粒物质荷载传递的强力链传力结构理论和已有的颗粒数值计算来看, 内侧三角形松动区域仅为弱力链, 起到支撑外侧强力链的作用, 这样的假设有其合理性。因此, 与已有三角拱模型应力边界条件相同, 假设为

$$\sigma_v \Big|_{Z=\frac{1}{2}(s-a) \cdot \tan \alpha} = 0 \quad (13)$$

由于函数构造的特殊性, σ_v 在 $Z=\frac{1}{2}(s-a) \cdot \tan \alpha$ 处无意义。因此, 将边界条件转化为极限形式:

$$\sigma_v \Big|_{\lim_{\eta \rightarrow 1} z = \frac{\eta}{2}(s-a) \cdot \tan \alpha} = 0 \quad (14)$$

根据定解条件 (13) 得

$$C = \frac{\gamma \cdot \tan \alpha}{2} \cdot [(1-\eta) \cdot (s-a)]^{1 - \frac{p \cdot \tan \alpha}{2}} \quad (15)$$

$$\sigma_v = \frac{\frac{\gamma \cdot \tan \alpha}{2} \cdot [(1-\eta) \cdot (s-a)]^{1 - \frac{p \cdot \tan \alpha}{2}} \cdot \left[(s-a) - \frac{2z}{\tan \alpha} \right]^{\frac{p \cdot \tan \alpha}{2} - 1} - \frac{\gamma \cdot \tan \alpha}{2}}{\frac{p \cdot \tan \alpha}{2} - 1} \cdot \left[(s-a) - \frac{2z}{\tan \alpha} \right] \quad (16)$$

$$\text{由于 } 1 - \frac{p \cdot \tan \alpha}{2} > 0, \lim_{\eta \rightarrow 1} [(1-\eta) \cdot (s-a)]^{1 - \frac{p \cdot \tan \alpha}{2}} = 0。$$

方程 (16) 可化为

$$\sigma_v = \frac{\gamma \cdot \tan \alpha}{p \cdot \tan \alpha - 2} \cdot \left[\frac{2z}{\tan \alpha} - (s-a) \right] \quad (17)$$

由于 $\sigma_s = \sigma_v|_{z=0}$, 则有

$$\sigma_s = \sigma_v = -\frac{\gamma \cdot \tan \alpha}{p \cdot \tan \alpha - 2} \cdot (s-a) \quad (18)$$

$$2) H < \frac{1}{2}(s-a) \cdot \tan \alpha$$

$$\sigma_v|_{z=H} = 0 \quad (19)$$

根据定解条件 (18), 得

$$C = \frac{\gamma \cdot \tan \alpha}{2} \cdot \left[(s-a) - \frac{2H}{\tan \alpha} \right]^{1-\frac{p \cdot \tan \alpha}{2}} \quad (20)$$

$$\sigma_v = \frac{\frac{\gamma \cdot \tan \alpha}{2} \cdot \left[(s-a) - \frac{2H}{\tan \alpha} \right]^{1-\frac{p \cdot \tan \alpha}{2}} \cdot \left[(s-a) - \frac{2z}{\tan \alpha} \right]^{\frac{p \cdot \tan \alpha}{2}-1} - \frac{\gamma \cdot \tan \alpha}{2}}{\frac{p \cdot \tan \alpha}{2} - 1} \cdot \left[(s-a) - \frac{2z}{\tan \alpha} \right] \quad (21)$$

求得 σ_v 后, 可得

$$\sigma_s = \frac{\frac{\gamma \cdot \tan \alpha}{2} \cdot \left[(s-a) - \frac{2H}{\tan \alpha} \right]^{1-\frac{p \cdot \tan \alpha}{2}} \cdot (s-a)^{\frac{p \cdot \tan \alpha}{2}-1} - \frac{\gamma \cdot \tan \alpha}{2}}{\frac{p \cdot \tan \alpha}{2} - 1} \cdot (s-a) \quad (22)$$

桩土应力比计算表达式为

$$n = \frac{\sigma_p}{\sigma_s} = \frac{\gamma H s - \sigma_s \cdot (s-a)}{\sigma_s \cdot \alpha} \quad (23)$$

3.3 计算结果与实测对比

采用 Rogbeck 法、BS8006 法、Terzaghi 方法, 以及本文提出的计算方法对砂填料模型试验进行计算, 计算结果见图 17。需要指出的是, 模型试验桩土应力比采用桩土应力比曲线峰值段终点 (F_z) 对应的数值, 是路堤中初始三角拱所对应的桩土应力比。

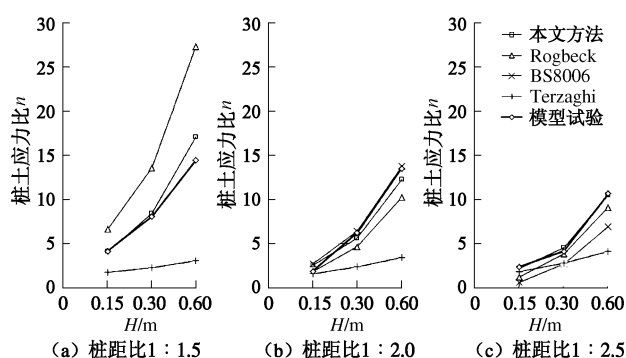


图 17 模型试验结果与各理论方法解的对比

Fig. 17 Comparison of pile-soil pressure ratio between model test results and different theoretical methods

通过各理论方法计算结果与实测结果的对比可以看出:

(1) 本文方法及 Rogbeck 法与模型试验实测结果较为吻合。可见, 当路堤填料为无黏聚力材料时,

宜采用与试验相吻合的三角拱模型与计算方法。

(2) 采用 Rogbeck 法由于不考虑桩距比对三角拱滑移面斜率的变化, 在桩距比较大的情况下, 计算得到的桩土应力比数值偏大。而由于不计剪切面上的应力, 因此在桩距比较小时计算桩土应力比偏小。本文方法与实测吻合的最好。

(3) BS8006 法由于公式过于简化, 在桩距比较大 (桩距比 1:1.5) 的情况下, 计算得到的桩体受力大于路堤总荷载, 无法计算桩土应力比。桩距比 1:2 的情况下与实测吻合较好, 而桩距比 1:2.5 时计算结果偏小。

(4) Terzaghi 法假设路堤填土中存在垂直剪切面与等沉面, 对应于较大桩土相对位移和较大的桩距情况, 因此计算结果偏小。且计算结果随桩距比减小而增大, 与实际情况不符。

4 结 论

通过自制的模型试验箱装置进行砂填料的桩承式路堤拱效应模型试验并建立计算方法, 得到了以下 5 点结论。

(1) 随挡板下移量的增加, 桩土应力比曲线经过了首先进入峰值区域, 后迅速衰减, 再到最终稳定的过程。反映了内部初始拱结构形成、破坏, 以及最后形成新的稳定土拱结构的过程。

(2) 同一桩距比下, 填料高度越高, 桩土应力比的峰值和最终稳定的桩土应力比均提高, 而且可能出现亚稳态的滑移面与传力结构, 使得桩土应力比曲线在衰减过程中出现“平台”段。相同填高下, 桩土应力比随桩距比的减小而减小。

(3) 桩土应力比的峰值段对应于路堤中最先出现的三角形滑移面, 该试验结果与 Carlsson、Rogbeck、Guido 等的三角拱模型较为吻合, 但通过统计得到的滑移面夹角数据存在差别。

(4) 根据试验结果得到的三角形滑移面, 提出了砂填料桩承式路堤的三角拱力学计算模型。将统计得到的滑移面夹角大于主动破裂面夹角的现象归结为应力偏转, 并提出拟合公式形式。根据统计数据确定了待定系数。

(5) 根据建立的三角拱力学模型建立了新的计算方法, 通过与多种理论计算方法与模型实测结果的对比, 验证了模型的合理性。

本试验得到的结论是在特定的二维条件下, 采用砂作为填料得到的。因此, 不能排除其他的路堤拱效应模型理论的合理性。但是可以确定的是, 随边界条件、填料性质以及土工加筋材料等参数的变化, 桩承

式路堤填料荷载传递的各类模型均有其适用条件。砂填料桩承式路堤的拱效应模型的适用条件和演化规律等还有待进一步深入研究。

参考文献:

- [1] British Standard 8006. Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills[S]. British Standards Institute, 1995.
- [2] CARLSSON B. Reinforced soil, principles for calculation[M]. Sweden: Terratema AB, Linköping, 1987.
- [3] ROGBECK Y, GUSTAVSSON S, SODERGREN I, et al. Reinforced piled embankment in Sweden-design aspects[C]// Proceedings of the 6th International Conference on Geosynthetics. Atlanta, 1998.
- [4] GUIDO V A, KNEUPPEL S. Plate loading tests on geogrid-reinforced earth slabs[C]// Proceedings of Geosynthetics '87 Conference. New Orleans, 1987.
- [5] HEWLETT W J, RANDOLPH M F. Analysis of piled embankments[J]. Ground Engineering, 1988, **21**(3): 12 - 18.
- [6] ZAESKE D, KEMPFERT H G. Berechnung und Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten auf punktförmigen und linienförmigen Traggliedern[J]. Bauingenieur, 2002, **77**(S0): 80 - 86. (ZAESKE D, KEMPFERT H G. Calculation and mechanism of unreinforced and reinforced base layers on point and line-shaped support members. Civil Engineer, 2002, **77**(S0): 80 - 86. (in Germany))
- [7] ZAESKE D. Zur Wirkungsweise von unbewehrten und bewehrten mineralischen Tragschichten über pfahlartigen Gründungselementen[R]. Schriftenreihe Geo-technik, Universität Gh-Kassel, Heft 10. 2001. (ZAESKE D. Mechanism of unreinforced and reinforced base layers on pile-like foundation components. Series Geo-engineering[R]. University of Gh-Kassel, Issue 10. 2001. (in Germany))
- [8] VAN EEKELEN S J M, VAN M A, BEZUIJEN A. The Kyoto Road, a full-scale test, measurements and calculations[C]// 14th European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid, Millpress, Rotterdam, 2007.
- [9] VAN EEKELEN S J M, BEZUIJEN A, VANTOL A F. Analysis and modification of the British Standard BS8006 for the design of piled embankments[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2011, **29**(3): 345 - 359.
- [10] VAN EEKELEN S J M, BEZUIJEN A, LODDER, VANTOL A F. Model experiments on piled embankments, part I[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2012, **32**(3): 69 - 81.
- [11] 陈云敏, 贾 宁, 陈仁朋. 桩承式路堤土拱效应分析[J]. 中国公路学报, 2004, **17**(4): 1 - 6. (CHEN Yun-min, JIA Ning, CHEN Ren-peng. Soil arch analysis of pile-supported embankments[J]. China Journal of Highway and Transport, 2004, **17**(4): 1 - 6. (in Chinese))
- [12] 许 峰, 陈仁朋, 陈云敏, 等. 桩承式路堤的工作性状分析[J]. 浙江大学学报(工学版), 2005, **39**(9): 1393 - 1399. (XU Feng, CHEN Ren-peng, CHEN Yun-min, XU Li-xin. Analysis of pile-supported embankments[J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2005, **39**(9): 1393 - 1399. (in Chinese))
- [13] 吕伟华, 缪林昌, 王 非. 基于不完全土拱效应的土工格栅加固机制与设计方法[J]. 岩石力学与工程学报, 2012, **31**(3): 632 - 639. (LÜ Wei-hua, MIAO Lin-chang, WANG Fei. Mechanism of geogrid reinforcement based on partially developed soil arch effect and design method[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, **31**(3): 632 - 639. (in Chinese))
- [14] PAIKOWSKY S G, TIEN H S. Experimental examination of the arching mechanism on the micro Level[J]. Numerical Modeling of Discontinua, 2002, **51**(1): 222 - 228.
- [15] ESKISAR T, OTANIJ, HIRONAKAJ. Visualization of soil arching on reinforced embankment with rigid pile foundation using X-ray CT[J]. Geotextiles and Geomembranes, 2012, **32**(3): 44 - 54.
- [16] 芮 瑞, 夏元友, 李 梅, 等. 一种多功能土工模型试验箱, 中国, CN102914632A[P]. <http://211.157.104.87:8080/sipo/zljs/hyjs-jieguo.jsp?flag3=1&sign=0>, 2012. (RUI Rui, XIA Yuan-you, LI Mei, et al. A tape of multi-function geotechnique model test chamber: CN102914632A[P]. <http://211.157.104.87:8080/sipo/zljs/hyjs-jieguo.jsp?flag3=1&sign=0>, 2012. (in Chinese))
- [17] TERZAGHI K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: Wiley and Sons, Inc, 1943.