

# 桩承式路堤拱效应分析

王亮亮<sup>1,2</sup>, 杨果林<sup>1</sup>

(1. 中南大学 土木建筑学院, 湖南 长沙 410075; 2. 中铁上海设计院集团有限公司, 上海 200070)

**摘要:** 掌握桩承式路堤中土拱效应的传力机制, 建立有效的计算模型, 可合理选择桩间距, 这对保证工程质量和节约工程造价具有重要的作用。采用非均布荷载形式, 建立了相应的土拱效应计算模型, 并给出了土拱拱顶与拱脚截面等效直径变化规律的经验关系。通过理论计算桩顶应力, 并与实际工程监测数据对比, 结果显示二者基本吻合, 验证了改进模型的可行性。

**关键词:** 岩土工程; 路堤拱效应; 现场试验

**中图分类号:** U416.1+2

**文献标志码:** A

**文章编号:** 1673-9833(2010)05-0067-04

## Subgrade Soil Arching Effect on Pile Reinforced Foundation

Wang Liangliang<sup>1,2</sup>, Yang Guolin<sup>1</sup>

(1. School of Civil and Architectural Engineering, Central South University, Changsha 410075, China ;  
2. China Railway Shanghai Design Institute Group CO., LTD., Shanghai 200070, China)

**Abstract :** Explores the mechanism of subgrade soil arching and establishes available equation of soil arching. This helps selecting reasonable distance between piles to ensure the quality and save the cost of construction. Uses varying distribution load, establishes computer model of soil arching, and provides empirical relation equation of diameter between top section and arch foot section. Calculates the stress of pile top with the established equation and contrasts it with measured data, the results show that the two are basically consistent and verifies feasibility of the improved model.

**Keywords :** geotechnical engineering; subgrade arching effect; in-situ test

## 0 引言

自 Terzaghi 通过活门拱试验<sup>[1]</sup>, 证实了土拱效应的存在后, 学者们对土拱效应进行了大量的研究。由于岩土工程中填料的物理力学特性如含水率、密实度、抗剪强度等复杂多变, 导致土拱的形状亦无法用统一模型表述。为服务工程实际, 研究人员在各种假定前提下建立相应的模型模拟土体中的拱效应, 比较重要的几个假设有 Carlsson 提出的三角拱形, B. K. Low 等<sup>[2]</sup>的半圆形模型, W. J. Hewlett 和 M. F. Randolph<sup>[3]</sup>的半

球形模型等。

在国内, 吴子树等<sup>[4]</sup>对土拱效应的形成机理进行了研究, 陈福全等<sup>[5]</sup>针对 Hewlett 土拱效应计算方法中的假定和推导过程的不足, 对该法作了改进, 并对桩承式路堤的土拱效应承载机制进行了研究。贾宁<sup>[6]</sup>从单桩等效处理范围内路堤受力平衡出发, 改进了 Hewlett 的空间土拱极限分析方法, 提出荷载分担比计算式。这些方法引入参数较多, 部分参数获取困难, 限制了公式的应用, 周德培等<sup>[7]</sup>和蒋良淮等<sup>[8]</sup>通过力学途径对土拱效应进行理论分析, 探讨了桩的合理间距

收稿日期: 2010-07-12

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(50778180), 铁道部科研开发基金资助项目(2005K002-B-2-1)

通信作者: 王亮亮(1982-), 男, 陕西延安人, 中铁上海设计院集团有限公司助理工程师, 硕士生, 主要研究方向为岩土工程,

E-mail: wlltm0304@163.com



$$F_v = \sigma_v \times s - 2c s \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi},$$

所以  $H = 2c s \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi}$ 。 (4)

根据文献[4], 土拱是土体中产生不均匀位移, 致使土颗粒间产生相互“楔紧”作用而成, 拱体会将上部荷载逐渐引向两侧, 拱侧土颗粒将在力的作用下沿着滑移面的最不利位置开始滑移<sup>[9-10]</sup>, 使粒间应力值都逐渐趋向一个平均值 $\bar{\sigma}^{(11)}$ , 也即应力以拱轴线为中心向外扩散, 使得拱体的横截面等效直径从拱顶至拱脚逐渐增大。定义  $d_1$  为拱脚截面等效圆直径,  $d_2$  为拱顶截面等效圆直径, 由于应力扩散机理及计算<sup>[9,12-13]</sup>过于复杂, 这里假定二者经验关系为  $d_1/d_2 = \tan(\varphi/2)$ , 根据布桩形式确定每个桩顶的拱脚数  $n$ , 假设每个拱脚面积大小为  $1/n$  桩顶面积, 即:  $s_1 = s_2/n = \frac{\pi b^2}{4n}$ , 所以拱顶面积为  $s_2 = s_1 \times \tan^2(\varphi/2)$ , 代入式(4)即可求得拱脚横向推力为:

$$H = \frac{2c \times \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \times \frac{\pi b^2 \times \tan^2(\varphi/2)}{4n}。 (5)$$

### 1.5 计算桩顶压应力

将式(3)代入  $q = q_c + \gamma y$  并整理可得到

$$q = \frac{q_c}{2} \left( e^{\frac{\gamma x}{H}} + e^{-\frac{\gamma x}{H}} \right), \text{ 则拱脚处竖向压力为:}$$

$$F_v = \int_0^{\frac{l}{2} + \frac{b}{4}} q dx = \frac{q_c}{2} \sqrt{\frac{H}{\gamma}} \left( e^{\frac{\gamma}{H} \left( \frac{l}{2} + \frac{b}{4} \right)} - e^{-\frac{\gamma}{H} \left( \frac{l}{2} + \frac{b}{4} \right)} \right)。 (6)$$

当  $x = \frac{l}{2} + \frac{b}{4}$  时,  $y = f$ , 代入式(3)得:

$$f = \frac{q_c}{\gamma} \left( \frac{e^{\frac{\gamma}{H} \left( \frac{l}{2} + \frac{b}{4} \right)} + e^{-\frac{\gamma}{H} \left( \frac{l}{2} + \frac{b}{4} \right)}}{2} - 1 \right)。$$

又因  $q_c = (h-f)\gamma$ , 所以有

$$f = h \left( 1 - \frac{2}{e^{\frac{\gamma}{H} \left( \frac{l}{2} + \frac{b}{4} \right)} + e^{-\frac{\gamma}{H} \left( \frac{l}{2} + \frac{b}{4} \right)}} \right),$$

则  $q_c = \frac{2\gamma h}{e^{\frac{\gamma}{H} \left( \frac{l}{2} + \frac{b}{4} \right)} + e^{-\frac{\gamma}{H} \left( \frac{l}{2} + \frac{b}{4} \right)}}。 (7)$

将式(7)代入式(6)并整理得:

$$F_v = h \sqrt{\gamma H} \times \left( 1 - \frac{2}{e^{\frac{\gamma}{H} \left( \frac{l}{2} + \frac{b}{4} \right)} + e^{-\frac{\gamma}{H} \left( \frac{l}{2} + \frac{b}{4} \right)}} \right)。$$

所以桩顶压应力为:

$$\sigma = \frac{F_v}{s_1} = \frac{4nh\sqrt{\gamma H}}{\pi b^2} \left( 1 - \frac{2}{e^{\frac{\gamma}{H} \left( \frac{l}{2} + \frac{b}{4} \right)} + e^{-\frac{\gamma}{H} \left( \frac{l}{2} + \frac{b}{4} \right)}} \right)。 (8)$$

## 2 工程实例

### 2.1 工程概况

武广客运专线泉口工点部分路段采用水泥粉煤灰碎石桩(简称CFG桩)-网复合地基加固。在CFG桩加固地区内选取试验断面, 试验段地基采用桩径0.5 m的CFG桩加固, 按正三角形布桩, 桩间距1.5 m, 桩长分别延至灰岩面, 桩顶均铺设0.6 m厚的碎石垫层, 在碎石垫层上填筑A、B组填料, 所形成的路堤填料高度为5.76 m。

### 2.2 试验仪器及其埋设

试验采用长沙金码公司生产的JMZX-5020钢弦式土压力盒, 量程2 MPa, 埋设前进行了标定。如图3所示, 在路堤底面桩顶、桩间土位置各埋设7个土压力盒, 目的在于研究复合地基基底应力的分布规律, 同时使桩间土压力盒和桩顶土压力盒相互校验, 便于数据分析。埋设时通过全站仪定位, 使土压力盒均处于同一标高, 桩顶土压力盒编号从左至右依次标为  $p_1, p_2$  等, 桩间土位置的土压力盒编号从左至右依次标为  $s_1, s_2$  等。

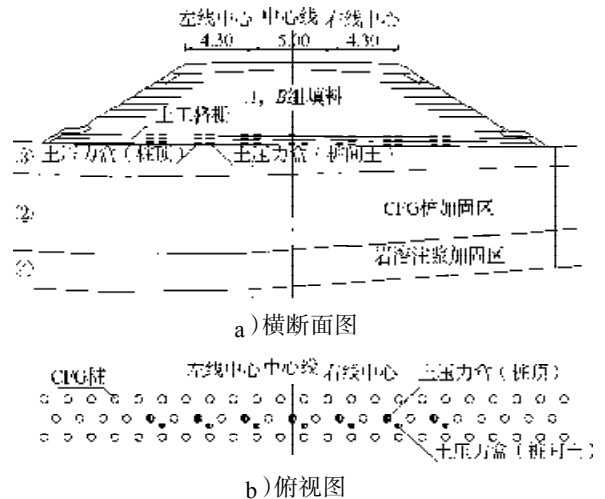


图3 断面测试元件埋设示意图

Fig. 3 Layout of the experimental section

### 2.3 试验结果

实测数据显示(如图4和图5), 路堤底面土压力在荷载路堤填筑完一定时间后趋于稳定, 但土压力曲线并不是沿线路中线(4#土压力盒)严格对称分布。

### 2.4 桩顶压力理论计算

根据文中所推导的公式(8), 计算桩顶土压力值, 计算时忽略级配碎石与A、B组填料的差异, 均按A、B组填料处理, 填料物理力学指标见表1。由式(5)

得水平推力  $H=0.744$  kPa, 地基采用三角形布桩, 则每个桩顶的拱脚数  $n = 3$ , 代入式 (8) 中计算可得:  
 $\sigma=390.91$  kPa。

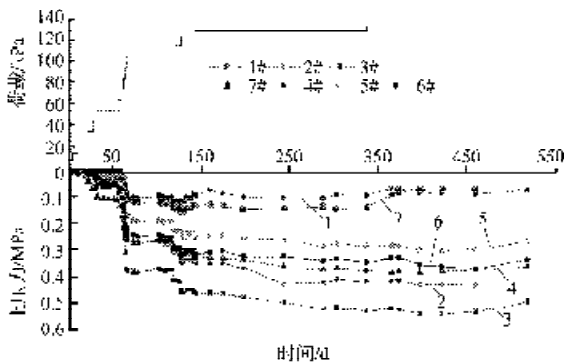


图4 桩顶土压力随填筑荷载变化图  
 Fig. 4 Pile top stress fluctuation with load

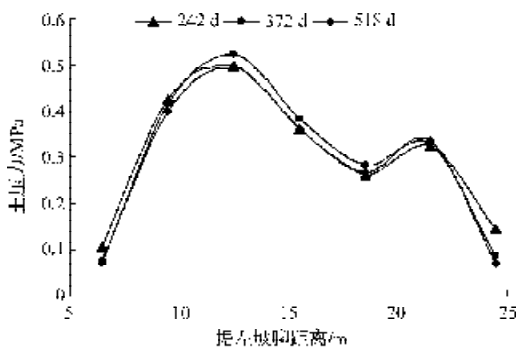


图5 横断面桩顶土压力分布图

Fig. 5 Distribution of pile top stress of cross section

表1 试验断面路堤填料物理力学指标

Table 1 Physics-mechanical indicators of filler in experimental section

体重力 $\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	黏聚力 $c/\text{kPa}$	摩擦角 $\phi /(^{\circ})$	孔隙率 /%
26.49	32.4	34	12

从图3可知, 路堤采用1:1.5的放坡形式, 埋设于路堤底面的1#和7#土压力盒处于路堤边坡下, 为了与理论计算对比, 试验时只选取路堤顶面下的土压力盒读数。

由表2可知, 桩顶土压力盒  $p_2, p_4$  沿线路中线对称布设, 但监测数据相差较大。分析其两侧桩间土压力盒的监测数据 (见表3) 发现, 对应位置上土压力盒的监测数据基本相同, 如  $s_1$  与  $s_4, s_2$  与  $s_3$  等。据分析土压力盒  $p_2, p_4$  监测数据相差较大原因, 可能是路堤填筑过程中, 在填筑机械的碾压和振动下, 桩顶土压力盒  $p_2, p_4$  位置发生了变化或内部元件受到损伤而使得监测结果不准。对比其余3个桩顶土压力盒的读数, 它们与理论计算值的差异较小, 说明文中所建立的模型基本反映了桩承式路堤中土拱效应的作用机理。

表2 桩顶土压力理论计算值与实测值对比表

Table 2 The contrast of the calculated value and measured value of stress on pile top kPa

土压力盒	$p_1$	$p_2$	$p_3$	$p_4$	$p_5$
实测值	403	496	362	269	338
与理论值差值	12.09	105.1	-28.92	-121.91	-52.91

表3 桩间土压力实测值表

Table 3 Measured stress value between piles

土压力盒	$s_1$	$s_2$	$s_3$	$s_4$
实测值/kPa	131	80	76	101

### 2.5 不同土拱效应计算模型对比

为分析非均布荷载形式建立的土拱计算模型与均布荷载形式建立的土拱计算模型之间的差异, 现采用Hewlett平面土拱效应模型、Hewlett空间土拱效应计算模型分别对试验段数据进行计算, 结果见表4。

表4 不同土拱效应计算模型计算结果

Table 4 Results of different soil arching models kPa

Hewlett平面模型	Hewlett空间模型	文中模型	实测桩顶应力 (均值)
669.17	348.50	390.91	367.66

从表4可知, Hewlett平面模型的计算结果相比实测数据要大得多, 这是因为该模型在建立时假定拱体处于极限平衡状态, 实际上由于路堤填土高度较低, 拱身土单元体并未达到极限状态, 从而使计算结果偏大; Hewlett空间模型的计算结果与文中模型的计算结果均与实测数据接近, 说明文中建立的土拱计算模型有一定的工程意义。

## 3 结语

本文采用非均布荷载模型, 分析了桩承式路堤土拱的受力特点, 建立了相应的计算模型, 并给出了土拱拱身截面等效直径变化的经验关系, 计算结果基本符合实际工程测试数据。由于岩土工程中散体材料的物理力学性质复杂多变, 给问题的分析带来了很大的困难和不确定性, 本文所建立的模型是否具有普遍性还需要大量实际工程的验证。

### 参考文献:

[1] Terzaghi K. Theoretical Soil Mechanics[M]. New York: John Wiley&Son, 1943: 66-75.  
 [2] Low B K, Tang S K, Choa V. Arching in Piled Embankments [J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1993, 120(11): 1917-1938.