

文章编号:1671-6833(2019)03-0085-07

基于双侧非对称破坏模式的临坡地基极限承载力分析

蒋 洋^{1,2}, 郭建坤¹, 王晓谋², 侯超群³

(1.淮阴工学院 建筑工程学院,江苏 淮安 223001; 2.长安大学 公路学院,陕西 西安 710064; 3.合肥工业大学 汽车与交通工程学院,安徽 合肥 230009)

摘 要:在工程建设领域,经常需要把条形基础设置在临坡地基上,但在现行成果中,对临坡地基极限承载力的确定没有给出具体计算方法.建立双侧非对称滑移破坏模型,将坡后土体强度进行折减,用发挥系数 m 来表征其强度.基于极限平衡法和叠加原理,求得三个承载力系数的表达式.基于极限分析法原理,推导出临坡地基极限承载力上限解.采用离心模型试验对理论分析结果进行验证,并就条形基础作用下的临坡地基变形破坏特征以及基底接触条件、基础位置、边坡高度等诸多因素对临坡地基极限承载力的影响开展研究.研究表明:发挥系数 m 随相对坡顶距呈规律性变化;其他条件均相同时,基础宽度越大,临坡地基极限承载力越高;基底接触条件对于临坡地基极限承载力具有显著影响;离心模型试验结果与理论计算结果较为吻合,总体误差在 10% 以内.

关键词:临坡地基; 极限承载力; 双侧非对称破坏模式; 离心模型试验; 影响因素

中图分类号: TU470 **文献标志码:** A **doi:**10. 13705/j.issn.1671-6833. 2018.06. 016

0 引言

在诸多建设工程中,建筑物基础经常被设置在靠近一定斜坡的地基上(简称临坡地基).在现行成果中,对临坡地基的破坏模式没有给出明确阐述,对临坡地基极限承载力的确定也没有给出具体计算方法.对于临坡地基,基础两侧土体埋深不同,因此并不能按传统的地基极限承载理论进行求解^[1-2].Meyerhof^[3]最早研究了临坡地基极限承载力问题,提出当地基距离斜坡较近时,其最终承载力将明显降低,同时其极限承载力将受到斜坡高度的显著影响,斜坡高度越大其承载力越低;Narita 等^[4]认为斜坡地基沿对数螺线面破坏,但没有进行深入研究;Saran 等^[5]针对临坡地基的破坏形态开展了相关研究,认为其基础底部的三角形弹性区并非呈左右对称分布;徐守国^[6]、王晓谋^[7]认为,条形基础荷载作用下的临坡地基,基础下两侧土体将按直线+螺旋线+直线的模式滑动;尉学勇等^[8]推导出一个临坡地基极限承载力上限解公

式,但结果缺少实验验证;杨峰等^[9]、胡卫东等^[10]等进行了临坡地基滑移破坏模式及极限承载力分析,但均没有考虑坡后土体的贡献.笔者基于双侧滑移破坏模型,采用解析及实验方法对临坡地基极限承载力进行研究,以期完善临坡地基极限承载力分析理论与方法.

1 极限平衡法计算

假设地基破坏时,基础下方为三角形弹性密实区,临坡一侧整体产生向外侧滑动,在坡后一侧土体则按虚拟滑移面方向产生滑动,滑动破坏模式如图 1 所示.

1.1 基本假定

①将浅埋条形基础的基底以上土重折算为超载进行计算;②基础底面按粗糙条件考虑,三角形弹性区的坡前、坡后侧底角分别为 φ 、 φ_m ;③土体采用理想弹塑性本构模型,服从摩尔-库仑屈服准则;④土体按直线+螺旋线+直线的模式滑动.

$$\tau = c + \sigma \tan \varphi,$$

(1)

收稿日期:2018-01-04;修订日期:2018-05-03

基金项目:淮安市应用研究与科技攻关计划(工业)项目(HAG2015026);江苏省住房与城乡建设厅指导项目(2015ZD50)

作者简介:蒋洋(1976—),男,江苏淮安人,淮阴工学院副教授,博士,主要从事岩土工程研究,E-mail:jy_12345678@163.com.

式中： φ 为地基土内摩擦角； c 为地基土黏聚力； σ 为剪切滑动面上的法向应力； τ 为剪切滑动面上的剪应力。

1.2 临坡地基计算模型

基于假想滑动面的分布形态,临坡地基土体由 5 个区块组成(如图 1 所示),滑动螺旋线 AEK 的中心点位置通过编程计算获取,该点处于直线 EA 的延长线上.坡后一侧土体存在 $DEFG$ 假想滑动面,并用强度发挥系数 m 来对坡后土体强度进行折减,即在临坡地基达到极限承载状态时,坡后土体强度只是得到部分发挥,相应的坡后土体强度参数表示为:抗剪强度 τ_m 、黏聚力 c_m 、内摩擦角

φ_m .而三角形弹性区的坡后侧底角表示为 φ_m ,坡后螺旋滑动面 EF 的中心处于 ED 延长线方向或位于 D 点.

1.3 极限平衡法计算原理

临坡地基的极限承载力由三部分组成,其抗力效用 3 个承载力系数来表达,即 N_r 、 N_q 、 N_c . 则地基承载力为:

$$Q_u = B \left(\frac{1}{2} \gamma B N_r + \gamma D_f N_q + c N_c \right). \tag{2}$$

根据静力平衡条件,具体判断基底三角形弹性土楔 ADE (如图 2 所示)的受力状态,建立平衡方程,通过编程计算得到 m 系数的取值.

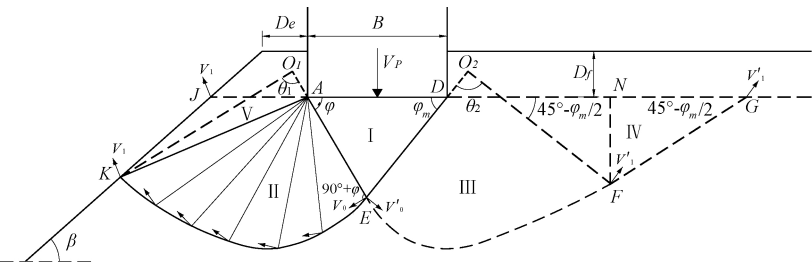


表 1 典型 m 值计算结果 ($\varphi=40^\circ$)

Tab.1 Computed results for representative values of m

N_r			N_q				N_c		
β	D_e/B	m	β	D_e/B	D_f/B	m	β	D_e/B	m
30	0	0.714	30	1	0.0	0.535	30	0	0.881
30	1	0.805	30	1	0.5	0.660	30	1	0.939
30	2	0.875	30	1	1.0	0.762	30	2	0.987
30	3	0.929	20	0	0.5	0.465	70	1	0.763
30	0.5	0.761	20	1	0.5	0.722	70	2	0.870
20	0.5	0.846	—	—	—	—	90	1	0.681
10	0.5	0.923	—	—	—	—	90	2	0.811
5	0.5	0.973	—	—	—	—	—	—	—

不同计算方法的合理性与可靠性。

2.1 基本假定

①采用理想弹塑性本构模型,服从摩尔-库仑屈服准则;②在极限分析中,运用相关联流动法则,基于塑性理论计算土体应力应变特征;③运用虚功原理,忽略土体破坏时的瞬时变形。

极限分析法取用与极限平衡法相同的假想滑动面,如图 1 所示。

2.2 地基极限承载力公式

应用上限定理,建立虚功方程:

$$\sum D = \sum W + \sum P, \tag{6}$$

式中: $\sum D$ 为地基土内部能量耗损率; $\sum W$ 为地基土自重所作功; $\sum P$ 为外荷载所作功。

基于图 1 所示的假想破坏机构,求解 $\sum D$ 、 $\sum P$ 及 $\sum W$,并代入虚功方程,令 $V_p = V_0 \cos \varphi$, $V'_0 = V_0 \cos \varphi \sec \varphi_m$, $c_m = m \cdot c$,可得到地基极限承载力 Q_u 表达式:

$$Q_u = -\frac{1}{2} \gamma B^2 \frac{\sin \varphi \sin \varphi_m}{\sin(\varphi + \varphi_m)} - \frac{1}{2} \gamma r_0^2 \cdot \sec \varphi \frac{1}{1 + 9 \tan^2 \varphi} \{ e^{3\theta_1 \tan \varphi} [\sin(\theta_1 + \varphi) + 3 \tan \varphi \cos(\theta_1 + \varphi)] - 4 \sin \varphi \} - \frac{1}{2} \gamma r_0'^2 \sec \varphi_m \frac{1}{1 + 9 \tan^2 \varphi_m} \{ e^{3(135^\circ - \frac{\varphi_m}{2}) \tan \varphi_m} \cdot \left[\sin\left(135^\circ + \frac{\varphi_m}{2}\right) + 3 \tan \varphi_m \cos\left(135^\circ + \frac{\varphi_m}{2}\right) \right] - 4 \sin \varphi_m \} - \frac{1}{2} \gamma \sec \varphi (D_e + D_f \cot \beta)^2 \cdot \frac{\sin(\theta_1 + \varphi) \sin \beta \cos(\theta_1 + \varphi)}{\sin(\beta + \theta_1 + \varphi - 180^\circ)} \cdot e^{\theta_1 \tan \varphi} + \gamma r_0'^2 \sec \varphi_m \cdot \sin\left(45^\circ - \frac{\varphi_m}{2}\right) \cos^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_m}{2}\right) \cdot e^{3(135^\circ - \frac{\varphi_m}{2}) \tan \varphi_m} + 2 \gamma D_f r_0' \sec \varphi_m \cdot$$

$$\cos^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_m}{2}\right) e^{2\left(135^\circ - \frac{\varphi_m}{2}\right) \tan \varphi_m} - \gamma D_f \left(D_e + \frac{1}{2} D_f \cot \beta \right) \cdot e^{\theta_1 \tan \varphi} \cos(\theta_1 + \varphi) \sec \varphi + c \cdot r_0 \cdot \cot \varphi \sec \varphi (e^{2\theta_1 \tan \varphi} - 1) + c \cdot r_0 \cdot \sin \varphi + m \cdot c \cdot r_0' \cot \varphi_m (e^{2\theta_2 \tan \varphi_m} - 1) \sec \varphi_m + m \cdot c \cdot r_0' \cdot \sin \varphi_m + m \cdot c \cdot r_0' \cdot e^{2\theta_2 \tan \varphi_m}. \tag{7}$$

将 $r_0 = B \cdot \frac{\sin \varphi_m}{\sin(\varphi + \varphi_m)}$, $r_0' = B \cdot \frac{\sin \varphi}{\sin(\varphi + \varphi_m)}$

代入式(7),并令 $Q_u = B \left(\frac{1}{2} \gamma B N_r + \gamma D_f N_q + c N_c \right)$,

进一步整理可得承载力系数表达式:

$$N_r = -\frac{\sin \varphi \sin \varphi_m}{\sin(\varphi + \varphi_m)} - \frac{\sin^2 \varphi_m}{\sin^2(\varphi + \varphi_m) \cos \varphi} \cdot \frac{1}{1 + 9 \tan^2 \varphi} \{ e^{3\theta_1 \tan \varphi} [\sin(\theta_1 + \varphi) + 3 \tan \varphi \cos(\theta_1 + \varphi)] - 4 \sin \varphi \} - \frac{\sin^2 \varphi}{\sin^2(\varphi + \varphi_m) \cos \varphi_m} \cdot \frac{1}{1 + 9 \tan^2 \varphi_m} \cdot \{ e^{3(135^\circ - \frac{\varphi_m}{2}) \tan \varphi_m} \cdot \left[\sin\left(135^\circ + \frac{\varphi_m}{2}\right) + 3 \tan \varphi_m \cos\left(135^\circ + \frac{\varphi_m}{2}\right) \right] - 4 \sin \varphi_m \} - \left(\frac{D_e + D_f \cot \beta}{B} \right)^2 \cdot \frac{\sin(\theta_1 + \varphi) \sin \beta \cos(\theta_1 + \varphi)}{\sin(\beta + \theta_1 + \varphi - 180^\circ) \cos \varphi} \cdot e^{\theta_1 \tan \varphi} + \frac{2 \sin^2 \varphi \sec \varphi_m}{\sin^2(\varphi + \varphi_m)} \cdot \sin\left(45^\circ - \frac{\varphi_m}{2}\right) \cdot \cos^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_m}{2}\right) \cdot e^{3(135^\circ - \frac{\varphi_m}{2}) \tan \varphi_m}. \tag{8}$$

$$N_q = \frac{2 \sin \varphi \sec \varphi_m \cos^2\left(45^\circ - \frac{\varphi_m}{2}\right)}{\sin(\varphi + \varphi_m)} \cdot e^{2(135^\circ - \frac{\varphi_m}{2}) \tan \varphi_m} - \left(\frac{D_e}{B} + \frac{1}{2B} D_f \cot \beta \right) \cdot$$

$$\cos(\theta_1 + \varphi) \sec \varphi \cdot e^{\theta_1 \tan \varphi}.$$
$$N_c = \frac{\sin \varphi_m \csc \varphi}{\sin(\varphi + \varphi_m)} \cdot (e^{2\theta_1 \tan \varphi} - 1) + \frac{m \cdot \sin \varphi \csc \varphi_m}{\sin(\varphi + \varphi_m)} \cdot [e^{2(135^\circ - \frac{\varphi_m}{2}) \tan \varphi_m} - 1] + \frac{(m + 1) \cdot \sin \varphi \sin \varphi_m}{\sin(\varphi + \varphi_m)} + \frac{m \cdot \sin \varphi}{\sin(\varphi + \varphi_m)} \cdot e^{2(135^\circ - \frac{\varphi_m}{2}) \tan \varphi_m}.$$

(9)

(10)

2.3 计算结果比较

两种方法的计算结果如表 2 所示.从表 2 可以看出,承载力系数 N_r 、 N_q 、 N_c 随影响因素 D_e/B 、 D_f/B 、 φ 、 β 的变化趋势基本一致.

表 2 极限分析法与极限平衡法结果对比

Tab.2 Comparison of results obtained by limit equilibrium and limit analysis approaches

D_e/B	$\varphi = 40^\circ, \beta = 30^\circ, D_f/B = 1$					
	极限分析法			极限平衡法		
	N_r	N_q	N_c	N_r	N_q	N_c
0.0	95.951	15.470	73.571	93.947	13.504	72.221
1.0	126.342	31.183	82.443	124.502	28.783	80.643
2.0	150.945	52.052	82.974	148.781	50.049	81.214

3 离心模型试验

制作部分典型工况的临坡地基模型,利用土工离心机开展相关离心模型试验研究.有效揭示临坡地基在极限承载状态下的滑移破坏特征,并定量分析诸多影响因素(如基础尺寸、地基模型几何尺寸、荷载条件等)对于临坡地基极限承载力的具体影响.

3.1 试验设备及方法

3.1.1 土工离心机

土工离心机的组成如图 5 所示,主要由挂斗、转臂、支座、联轴器、减速器、传动轴、调速电动机及其控制器等组成,其主要参数如表 3 所示.



图 5 50gt 土工离心机

Fig.5 50gt geotechnique centrifuge

表 3 TH-50gt 土工离心机参数

Tab.3 Parameters of 50gt geotechnique centrifuge

有效半径/ m	最大加速度	最大荷载/ (g·t)	电机功率/ kW
2	250 g	50	55

3.1.2 模型箱

试验中固壁式模型箱内部尺寸长×宽×高为 500 mm×200 mm×350 mm,在模型箱内壁粘贴减震塑料板,以减少反射波的影响.在模型箱一侧装有透明的有机玻璃,厚 40 mm,用于观察试验过程中模型的变形破坏过程.

3.1.3 加载系统

离心场坡表加载系统通过加载板对基础的顶面施加荷载,该系统主要由加速器、涡轮蜗杆以及直流永磁电机组成,整个加载以恒定位移速率进行.

3.1.4 非接触位移测量系统

位移测量系统及高质量离心场图像采集系统能够对试验过程中土体的变形进行测量和记录,即通过固定的摄像头对土体侧面进行拍摄,再通过远程计算机系统进行记录,并加以分析和处理,从而得到试验中土体位移的完整数据.

3.2 试验方案与试验模型

3.2.1 试验方案

受模型箱尺寸的限制,将需研究的斜坡地基按照一定的比例缩小,制作成试验模型.根据研究目标,设计 3 组试验模型,每组设计 3 种工况,具体如表 4 所示.

表 4 模型制作方案一览表

Tab.4 Make scheme of test model

模型 编号	坡顶距 D_e /mm	基础宽度 B /mm	基底接触 条件	备注
M1	0	50	光滑	水平地基
M2	100	50	光滑	
M3	225	50	光滑	
M4	0	30	光滑	
M5	60	30	光滑	
M6	120	30	光滑	
M7	0	30	粗糙	
M8	60	30	粗糙	
M9	120	30	粗糙	

若基底接触条件为光滑,则在基础上设置专门的滑块来实现基础与地基之间的光滑接触;若基底接触条件为粗糙,则去掉滑块,同时在基础底面贴上砂纸来实现粗糙接触.

3.2.2 试验模型

采用黏性土制作离心试验模型.对制备好的土样进行分层击实,并严格控制土样的干密度指标.再削去多余土样,制作成临坡地基土体模型,土样高度为 20 cm.为降低基座对试验结果的影响,模型土体下半部分的水平土层应保留 10 cm 的厚度.此外,在模型箱的两侧均涂抹硅油,以降低模型土体与模型箱侧壁之间的摩擦力,并在模型箱外侧粘贴聚四氟乙烯膜.同时,为了保证在试验中土坡可以向临空面方向自由变形,模型的坡脚与模型箱侧壁之间保留一定距离.

3.3 试验结果分析

试验表明,试验模型的实际破坏形态与前述假定破裂面相似.

3.3.1 不同条件下的临坡地基极限承载力

(1)不同地基类型.从图 6 可见,在地基土参数相同条件下,水平地基的极限承载力明显高于斜坡地基.临坡地基与水平地基的 q - s 曲线形态存在差异,在开始阶段,临坡地基的承载力增长较快,后期逐步趋于平缓;而水平地基的承载力增长较为平缓,更为均匀.

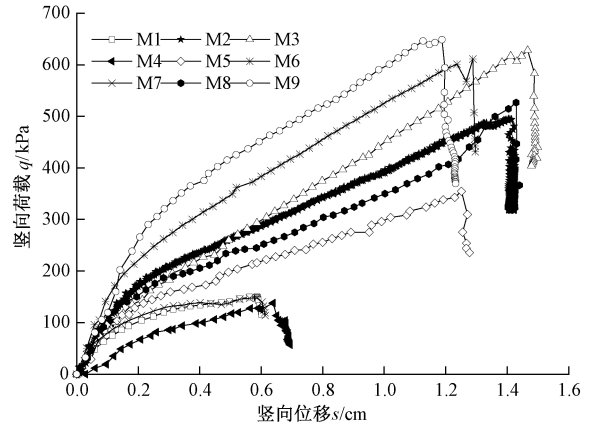


图 6 地基类型对极限承载力的影响

Fig.6 Influence of ground foundation type on bearing capacity

(2)不同基础宽度.试验表明,M5 与 M2 模型相比,同样坡顶距为两倍基础宽,但破坏形态有所差异:M5 模型地基变形更快,破坏事件更短;M5 模型的地基土变形扩展范围更小,坡顶拉裂缝分布更为集中;M5 模型斜坡上土体溢出位置更靠近坡顶.从图 6 可见,条形基础宽度对临坡地基的极限承载力有一定的影响^[12].其他条件均相同时,基础宽度越大,临坡地基极限承载力越高,如 M1 模型的极限承载力高于 M4 模型,M2 模型的极限承载力高于 M5 模型, q - s 曲线形态基本一致.

(3)不同坡顶距.从图 6 可见,坡顶距对于临坡地基极限承载力具有显著影响,坡顶距越大,地基极限承载力越高;坡顶距越大,地基破坏时,基础达到的位移越大,而坡顶距较小时,滑移土体范围较小,地基很快形成连贯滑移面;另外,坡顶距较大时,地基存在明显渐进破坏过程;再者,坡顶距越大,在加载稳定阶段, q - s 曲线斜率越大,即随着基础的下沉,地基土强度发挥更加充分^[13].

(4)不同基底接触条件.试验表明,基底接触条件对于临坡地基极限承载力具有显著影响.基底粗糙相对于基底光滑条件,承载力的提高主要体现在加载初期.在加载初期,基底粗糙时,基础底面与地基顶面的摩阻作用约束了土体的侧向位移,在基础下方形成弹性核.相对于光滑基础,粗糙基础下的土体压缩时间持续更长,地基深处土体发生侧向滑移时间相对延后,在图 6 中表现为,加载初期(如 $s < 0.4$ cm),基底粗糙条件下的 q - s 曲线斜率更大.在加载后期,两种基底接触条件下的地基承载力增长速度相差不大,即 q - s 曲线斜率基本相等.

3.3.2 试验结果与理论计算结果的比较

在本次离心模型试验方案中,基底接触条件为粗糙的有 M7、M8、M9 号模型,在此对上述模型计算结果进行对比.

由式(2)可知,临坡地基的极限承载力计算公式为:

$$q_u = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma D_f N_q + c N_c. \tag{11}$$

式中: N_γ 、 N_q 、 N_c 为承载力系数,在极限平衡方法中分别按式(3)、式(4)、式(5)计算,在极限分析法中分别按式(8)、式(9)、式(10)计算; γ 为地基材料的重度,根据前述试验用土的干密度、含水量,可换算得到地基土的自然重度为 16.45 kN/m³; B 为条形基础宽度,根据离心模型试验的相似比,可确定原型中的基础宽为 1.2 m; c 为地基材料黏聚力,与离心模型试验中相同,取为 22 kPa; D_f 为基础埋深,无埋深,取为 0.

将上述参数代入式(11),可得

$$q_u = 9.87 N_\gamma + 22 N_c. \tag{12}$$

根据地基土的物理力学参数及基础相对位置等几何尺寸参数,按前述极限平衡法和极限分析法进行计算,可得到承载力系数,代入式(12)可求得相应结果,如表 5 所示.

结果表明,理论计算结果与离心模型试验结果较为吻合,总体误差在 10% 以内.另外,试验

表5 试验结果与理论计算结果比较一览表
Tab.5 Comparison of results by test and theoretical calculation

模型 编号	离心模型 试验 $q_{u1}/$ kPa	极限平衡法			极限分析法		
		N_r	N_c	q_{u2}/kPa	N_r	N_c	q_{u3}/kPa
M7	147.83	3.81	4.82	143.64	3.94	5.06	150.21
M8	526.73	5.41	19.20	475.80	6.42	21.28	531.53
M9	648.83	6.25	25.45	621.59	7.16	27.02	665.11

值介于极限平衡法和极限分析法计算结果之间,极限平衡法相对较低,而极限分析法相对较高,主要原因在于极限平衡及极限分析法计算中,计算模型及假想滑动面的选择与实际存在一定的误差。

4 结论

笔者引入坡后土体强度发挥系数的概念,考虑坡后土体强度的折减,从而建立双侧非对称破坏模式的临坡地基极限承载力计算模型.通过编程计算,获得极限平衡条件下的坡后土体强度折减值,以 m 值表征.计算结果表明:边坡坡度一定时, m 随相对坡顶距增大而增大;相对坡顶距一定时, m 随边坡坡度的增大而减小;边坡坡度及相对坡顶距均一定时, m 随相对埋深的增大而增大.进而,基于极限平衡法和叠加原理,可求得承载力系数 N_r 、 N_q 、 N_c 的表达式。

基于假定临坡地基极限承载力计算模型,构建运动许可速度场,进行极限分析计算,得到地基极限承载力上限解.3个承载力系数的计算结果显示,极限平衡法计算结果略小于极限分析法计算结果,但3个承载力系数随影响因素 D_c/B 、 D_f/B 、 φ 、 β 的变化规律基本一致。

利用离心模型试验定性分析了临坡地基在极限承载状态下的变形破坏特征,定量分析了诸多影响因素对于其极限承载力的具体影响。

试验结果表明:①临坡地基与水平地基的 q - s 曲线形态存在差异,在开始阶段,斜坡地基的承载力增长较快,后期逐步趋于平缓;而水平地基的承载力增长较为平缓,更为均匀.②其他条件均相同时,基础宽度越大,临坡地基极限承载力越高.③坡顶距较小时,滑移土体范围较小,地基很快形成连贯滑移面;而坡顶距较大时,地基存在明显渐进破坏过程.④基底接触条件对于临坡地基极限承

载力具有显著影响.在加载初期,粗糙基础下方局部土体压缩时间更加持久, q - s 曲线斜率更大;在加载后期,两种基底接触条件下的地基承载力增长速度相差不大。

离心模型试验结果与理论计算结果较为吻合,总体误差在10%以内,文中所述理论方法可为实际工程计算提供借鉴。

参考文献:

[1] 徐洋,谢康和,刘干斌,等.复合双层地基的极限承载力计算[J].土木工程学报,2004,37(4):82-86.

[2] 马强,朱健,邢文文,等.具有硬壳层的涵洞地基极限承载力分析[J].郑州大学学报(工学版),2016,37(1):70-74.

[3] MEYERHOF G G. The ultimate bearing capacity of foundations on slopes-lafore portante des foundation sur talus [C]//The Proceedings of the Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation engineering. London:Routledg, 1957:384-386.

[4] NARITA K, YAMOGUCHI H. Bearing capacity analysis of foundations on slopes by use of log-spiral sliding surfaces[J]. Soils and foundations, 1990, 30(3): 144-152.

[5] SARAN S, SUD V K, HANDA S C. Bearing capacity of footings adjacent to slopes [J]. Journal of geotechnical engineering, 1989, 115(4): 553-573.

[6] 徐守国.斜坡上地基承载力的研究[D].西安:西安公路学院,1992.

[7] 王晓谋,徐守国.斜坡上的地基承载力的有限元分析[J].西安公路学院学报,1993,13(3):13-17.

[8] 尉学勇,王晓谋,怀超.斜坡地基极限承载力上限解计算与分析[J].岩土工程学报,2010,32(3):381-387.

[9] 杨峰,阳军生,张学民,等.斜坡地基单侧滑移破坏模式及承载力上限解[J].工程力学,2010,27(6):162-168.

[10] 胡卫东,曹文贵.基于Meyerhof理论的临坡地基极限承载力简化分析方法[J].湖南大学学报(自然科学版),2015,42(1):81-89.

[11] CHEN W F. Limit analysis and soil plasticity[M].New York:Elsevier, 1975.

[12] 杨光华,王恩麒.基础宽度对地基承载力影响的数值分析[J].岩土力学,2013,34(增刊2):383-392.

[13] 余新才,李剑,尚义敏,等.斜坡地基承载力及其影响因素的数值模拟研究[J].科学技术与工程,2012,12(35):9753-9759.

Analysis on Ultimate Bearing Capacity of Ground Foundation Adjacent to Slope
Based on Bilateral Asymmetry Failure Mode

JIANG Yang^{1,2}, GUO Jiankun¹, WANG Xiaomou², HOU Chaoqun³

(1.Faculty of Architecture and Civil Engineering, Huaiyin Institute of Technology, Huai'an 223001, China; 2.School of Highway, Chang'an University, Xi'an 710064, China; 3.School of Traffic and Transportation Engineering, Hefei University of Technology, Hefei 230009, China)

Abstract: In the field of engineering construction, foundations were often placed adjacent to slopes. In the present research work, the evaluation of the maximum bearing capacity of slope foundations lacked a sufficiently accurate method. A bilateral asymmetry slip failure model for ground foundation adjacent to slope was developed, the strength of soil on the side of flat ground was reduced and this is characterized by a mobilization factor. Base on limit equilibrium method and superposition principle, three bearing capacity factors were expressed. The upper bound bearing capacity for ground foundation adjacent to slope was deduced based on limit analysis approach. Centrifugal model tests were used to verify the theoretical analysis results; and the deformation and failure characteristics of these foundations were studied. In addition, the influence of various factors such as the contact conditions of the foundation, the location of the foundation, and the height of slope on the maximum bearing capacity of these foundations was also studied. Research showed that, (1) The value of mobilization factor m varied regularly with the relative distance from the edge of slope. (2) As other conditions were constant, the larger value of foundation width, the higher value of the ultimate bearing capacity of these foundations. (3) Roughness of foundation had a significant impact on the ultimate bearing capacity of ground foundation adjacent to slope. (4) Results from centrifugal model test were almost consistent with which from theoretical calculation, the overall error was within 10%.

Key words: ground foundation adjacent to slope; the ultimate bearing capacity; bilateral asymmetry failure mode; centrifugal model test; influencing factors

文章编号:1671-6833(2019)03-0092-05

连续刚构桥单肢空心薄壁墩实心段计算长度分析

李艺林, 黄叙钦, 邬晓光

(长安大学 桥梁与隧道陕西省重点实验室, 陕西 西安 710064)

摘要: 连续刚构桥的高墩大部分是采用空心薄壁墩形式,墩底宜有适当的实心段以便承台和薄壁墩刚度过渡,目前尚未有文献对实心段的设计长度选取进行研究,设计时都是依据工程经验来选取,具有很大的局限性.本文首次通过推导单肢薄壁墩空心段和实心段的顺桥向抗推刚度来对实心段过渡长度进行分析,分析时将空心段和实心段连接处用平动约束、转动约束和平转动耦合约束弹簧来模拟相互之间约束作用,最后以工程实例验证了文章分析思路和推导过程的正确性和适用性.建议将墩底实心段计算长度的取值为3~6 m写入规范中来指导高墩的设计和施工.

关键词: 连续刚构桥; 空心薄壁墩; 刚度过渡; 抗推刚度; 计算长度

中图分类号: U443. 22 文献标志码: A doi:10. 13705/j.issn.1671-6833.2017.06.031

0 引言

连续刚构桥以其经济良好性和施工方便性在山区高速公路大跨度桥梁中得到快速的发展^[1-2].连续刚构桥随着跨径的增长,桥墩的高度也在逐渐增高,目前大部分高墩是采用空心单薄壁墩,在承台和空心墩中间部分是采用实心过渡墩,《云南省高速公路连续刚构桥梁关键技术指南》规定空心薄壁墩墩底宜有适当的实心段以便承台和薄壁墩刚度过渡,建议墩底实心段取3~5 m,但是目前国内外尚鲜见文献对实心段的设计长度选取进行研究.国内外对桥墩及承台的刚度分析已经开展了较为系统的研究^[3-8],文献[3]分析了承台刚度的影响因素,并对影响程度进行了研究;文献[4]分析了桩基础对于柔性墩墩顶抗推刚度的影响,推导出来墩顶抗推刚度;文献[5]通过连续刚构桥墩身变形机理分析,提出了主动变形阶段和被动变形阶段单肢墩的抗推刚度计算方法;文献[6]对高薄壁墩墩底弹性和墩底固结时的抗推刚度进行了分析,得出当墩高稍低或地基较柔时,计算桥墩抗推刚度必须计入弹性地基的影响;文献[7]以弹性支承的连续梁理论为基础,建立了任意荷载作用位置和任意布桩形式下承台刚度的计算方法;文献[8]通过将桩-承台体系简化为弹簧支承的连续梁,对承台

的刚度进行了分析.目前工程中墩底实心段计算长度的选取都是依据设计经验来选取的,文献[4-9]只是对桥墩和承台的刚度进行了研究,并未对墩底实心段的刚度过渡进行分析,因此笔者将基于上述文献的分析,通过推导空心单薄壁墩空心段和实心段的顺桥向抗推刚度来对实心段过渡长度进行分析,并以工程实例验证了文章分析思路和推导过程的正确性和适用性.

1 桥墩抗推刚度计算

1.1 实心段墩身抗推刚度

连续刚构桥空心单薄壁墩在墩底与承台相接处一般都会采用实心段进行过渡,假设实心墩墩高为 h_1 ,空心段墩高为 h_2 ,空心薄壁墩实心段受到墩底承台的约束作用,墩底边界条件可以模拟成固结模式;墩顶受到墩高为 h_2 的空心段的约束,可将空心段的自重转化为作用在墩顶的竖向荷载 $P_1 = A_2 h_2 \rho_2$,其中 A_2 为空心段墩横截面面积, ρ_2 为空心墩材料容重.实心段墩身荷载集度为 $q_1 = A_1 \rho_1$,实心段抗推刚度计算模式如图1所示.

假设墩身的近似变形曲线为:

$$y_1 = \mu_1 \left(1 - \cos \frac{\pi x}{2h_1} \right). \tag{1}$$

总势能 Π_1 为: