

桥梁工程施工及运营对岩体边坡稳定性的数值分析

李忠庚, 徐金明, 吴红斌
(上海大学 土木工程系, 上海 200072)

摘要: 使用强度折减法、Mohr-Coulomb破坏准则和有限元分析方法, 对岩体边坡在群桩施工前后、桥墩和桥梁施工时及运营荷载作用下的稳定性进行了数值模拟. 模拟时, 根据现有规范计算列车运营对桥墩顶部的竖向活载和制动力, 并根据岩土层分布建立了桥墩所在岩体边坡的3维几何模型, 研究了桥梁工程施工及运营的不同工况对岩体边坡稳定性的影响. 研究结果表明, 群桩施工前后边坡稳定性安全系数分别为1.35和1.63; 桥墩高度为6.0, 12.0, 18.0, 22.5 m时边坡稳定性安全系数分别为1.61, 1.60, 1.58, 1.57; 桥梁施工结束时及列车荷载作用下的边坡稳定性安全系数分别为1.55和1.53; 随着桥墩和桥梁施工荷载的增加, 岩体边坡中塑性区Mises等效应力逐渐增大, 边坡稳定性逐渐降低. 该结果对不同工况下岩体边坡中的桥梁工程设计和施工具有一定的参考价值.

关键词: 桥梁施工及运营; 岩体边坡; 稳定性; 强度折减法

中图分类号: TU 441 **文献标志码:** A **文章编号:** 1007-2861(2014)05-0596-09

Influences of Bridge Construction on Stability of Cutting Slope Using Numerical Simulation

LI Zhong-geng, XU Jin-ming, WU Hong-bin
(Department of Civil Engineering, Shanghai University, Shanghai 200072, China)

Abstract: Stability of a cutting slope at various stages, including those before and after the pile group construction, during the bridge construction, and under the train operation, were simulated using a strength reduction method, the Mohr-Coulomb failure criterion, and the finite element analysis technique. The existing specifications were used to simulate the live load and braking force of the pier top under the train operation. A three-dimensional finite element model was then established according to the practical locations of the geo-materials in the cutting slope. The influences of the loads on stability of the slope in bridge construction and operations were investigated. The study shows that the stability factors of the slope were 1.35 and 1.63 before and after the pile group constructions, respectively. The stability factors were 1.61, 1.60, 1.58, and 1.57 as the height of pier were 6.0, 12.0, 18.0, 22.5 m, respectively. In completion of the bridge construction and under the train operation, the safety factors decreased to 1.55 and 1.53, respectively. During the entire construction, the safety factors were decreased obviously. Nevertheless, the Mises stresses in the plastic zone increased as these safety factors decreased. The results presented herein may be used as references in the design and construction of bridges in a rock slope under

收稿日期: 2012-12-24

通信作者: 徐金明(1963—), 男, 教授, 博士生导师, 博士, 研究方向为岩土边坡稳定性评价等.
E-mail: xjming@163.com

various surrounding conditions.

Key words: bridge construction and operation; rock slope; stability; strength reduction method

近年来,我国铁路建设的规模不断扩大.为了避免铁路建设对山区生态环境的破坏,岩体边坡上修建铁路桥基的实际工程量增大.然而,桥梁施工及运营会使岩体边坡发生大变形、失稳垮塌、崩滑等现象,因此研究桥墩和桥梁施工、列车荷载对岩体边坡稳定性问题具有重要的意义^[1].针对这一情况,胡卸文等^[2]研究了桥梁受风荷载作用下边坡稳定性与岩质边坡中最易发生失稳的部位;赵明华等^[3]基于Winkler弹性地基梁理论建立了桩-土-坡相互作用的简化受力模型,认为桩顶水平荷载对桩基的力学性能有较大影响,选择合理的桩径和边坡防护措施均能提高桩基抵抗弯矩和变形的能力;邓宗伟等^[4]采用3维数值方法,对加载前后桥基整体稳定性系数、桥基的合理位置、单桩的极限受力情况进行了分析;毕继红等^[5]采用有限元分析软件ANSYS建立了桥梁-基础-边坡3维体系的动力分析模型,研究了列车荷载作用下大跨高墩桥梁因轨道不平顺引起的动力响应对边坡稳定性的影响.

近年来,有限元强度折减法广泛应用于边坡稳定性分析中,并取得了一些研究成果.姜立新^[6]运用有限元强度折减法讨论了屈服准则、内摩擦角和粘聚力等对边坡稳定性安全系数的影响;方建瑞等^[7]在分析边坡稳定时,将有限元强度折减法从2维分析推广到3维分析;董璞等^[8]认为用有限元强度折减法与极限平衡法二者所得到的边坡稳定性安全系数相当;Manzari等^[9]采用有限元强度折减法研究了土的剪胀性对边坡稳定性的影响;Ugai等^[10]将有限元强度折减法应用于边坡的3维稳定性分析,并与极限平衡法的计算结果进行了对比;宋雅坤等^[11]认为,在3维情况下把有限元强度折减法和Mohr-Coulomb破坏准则结合起来使用是可行的;吕庆等^[12]认为,边坡失稳判据的选择应和所采用的迭代方法、应变模式匹配,有限元强度折减法模拟得到的边坡稳定性安全系数和极限平衡法计算结果相差小于3%.

本研究基于强度折减法与Mohr-Coulomb破坏准则,采用有限元分析软件ABAQUS,根据现有规范和岩土层分布建立岩体边坡的3维几何模型,分析了群桩施工前后、桥墩和桥梁施工时及运营荷载作用下岩体边坡的稳定性问题.

1 工程背景

某重载铁路桥梁,设计时速为160 km/h,桥型为预应力钢筋混凝土T形连续简支桥梁,桥梁全长为861.6 m,跨径为26.0~32.6 m.根据地质勘察资料,边坡岩体主要为膨胀岩(岩性为侏罗纪系统下的砂岩夹泥岩).边坡主要岩层有3种,从上至下分别为:①强风化砂岩夹泥岩;②弱风化砂岩夹泥岩;③微风化砂岩夹泥岩.

边坡上桥墩两侧各有4片跨径均为32.6 m的T形梁,桥梁自重 $q = 5.37 \times 10^3$ kN,桥墩为双线圆端形实体墩,高度 $h = 22.5$ m.承台尺寸为6.7 m×12.5 m×2.5 m,承台下有8根直径为1.25 m、长为23.5 m的钻孔灌注桩,承台和桩均采用C30混凝土.桩体主筋采用20Φ20,径向距离为0.545 m,呈均匀对称布置.根据《混凝土结构设计规范》(GB 50010—2002)^[13]得C30混凝土的弹性模量为 3.0×10^4 MPa,取容重为25.0 kN/m³;一级钢筋(HPB235)弹性模量为 2.1×10^5 MPa,泊松比为0.3,容重取78.5 kN/m³.

本研究采用规范方法来计算列车荷载对岩体边坡稳定性的影响.根据《铁路桥涵设计基本规范》(TB 10002.1—2005)^[14]:①“铁路列车竖向静活荷载必须采用中华人民共和国铁路标准活载,即‘中—活载’”(规范中的第4.3.1条);②“制动力或牵引力应按列车竖向静活载的10%计算.当与离心力或列车竖向动力作用同时计算时,制动力或牵引力应按列车竖向静活

载的7%计算. 双线桥应采用一线的制动力或牵引力, 三线或三线以上的桥应采用两线的制动力或者牵引力”(规范中的第4.3.7条); ③“同时承受多线列车活载的桥墩结构和墩台, 其列车竖向活载对主要杆件双线应为两线列车活载总和的90%, 三线及三线以上应为各线列车活载总和的80%; 对承受局部活载的杆件, 则均应为该活载的100%; 各线均假定采用同样情况的最不利荷载”(规范中的第4.3.9条). 研究时, 标准活载采用图1所示的计算图式, 制动力按列车竖向静活载的10%计算, 桥墩顶部受到的列车竖向活载, 采用两线列车活载总和的90%进行计算.

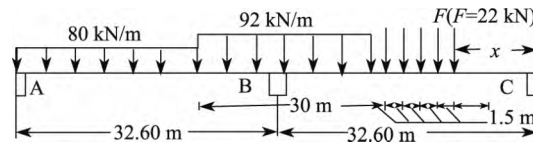


图1 列车活载

Fig. 1 Live load in the train

由结构力学原理可知, $G_{AB}/L_{AB} = G_{BC}/L_{BC}$ 时桥墩上2个支座反力达到最大值. 这里, G_{AB} , G_{BC} 为两孔梁上静活荷载, L_{AB} , L_{BC} 为两孔梁的跨度. 将列车活载图式中的数据代入 $G_{AB}/L_{AB} = G_{BC}/L_{BC}$, 可得荷载 F 到支座 C 的距离 $x = 7.14$ m.

由于该桥梁为简支梁, 故 $\sum M_B = 0$, 进而可求得左右两孔传来的剪力大小: $q_L = 1421.8$ kN, $q_R = 1589.9$ kN. 由文献[14]中第4.3.7条规定可得, 制动力 $F_Z = 301$ kN, 车辆荷载对桥梁顶部作用力 $q_B = q_L + q_R = 3011.7$ kN. 根据文献[14]中第4.3.9条规定, 桥墩顶部的竖向活载为

$$F_B = 2 \times 3011.7 \times 90\% = 5421 \text{ kN}. \quad (1)$$

2 模型建立

2.1 边坡几何和物理参数的确定

文献[15]中提到, “土抗力随离桩基的距离衰减很快, 在距离桩基4倍桩径处, 土压力盒的反映已经很弱”. 因此为避免周围桩基施工对边坡的不良影响, 模拟时边坡左右边界距周围桩基的水平距离原则上应不小于4倍桩径. 在本研究中, 左右边界距最近桩基水平距离分别是5.2 m ($32.6 - 5.4 - 22.0 = 5.2$ m)和7.0 m ($32.6 - 5.4 - 20.2 = 7.0$ m), 满足这一要求.

表1是模拟时边坡中的3种岩层的物理力学参数^[16]. 图2是模拟时采用的边坡横断面(图中长度单位为m).

表1 边坡岩体的物理力学参数
Table 1 Parameters of slope materials

岩层类型	$E/(\times 10^3 \text{ MPa})$	ν	$\varphi/(\text{°})$	$\gamma/(\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	c/kPa
①	2.5	0.15	24	23	60
②	3.0	0.18	27	25	100
③	3.2	0.20	30	26	140

注: E , ν , φ , γ , c 分别为弹性模量、泊松比、内摩擦角、粘聚力、岩石重度.

2.2 边坡有限元模型的建立

将桥梁工程施工以及运营过程分成不同阶段, 使用有限元强度折减法模拟分析边坡在群桩施工前后、桥墩和桥梁施工时及运营荷载作用下边坡的稳定性.

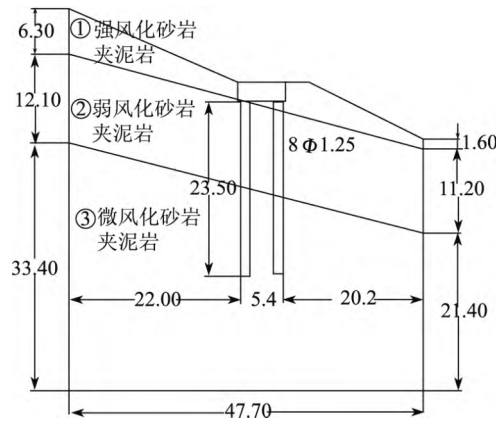


图 2 边坡横断面
Fig. 2 Section of slope

由现场实际情况可知, 桥墩总高度为 22.5 m, 分 4 次浇筑, 浇筑高度依次为 6.0, 6.0, 6.0 和 4.5 m. 桥梁施工完毕时, 桥墩顶部承受桥梁恒载; 在运营阶段, 桥墩顶部承受车辆荷载和桥梁恒载.

根据上述工程概况建立如图 3 所示的 3 维边坡有限元模型, P_1, P_2, P_3 为坡面上 3 个点. 建立模型时, 边坡、群桩、桥墩均采用 3 维缩减积分一阶单元 (C3D8R), 钢筋采用 3 维 3 节点杆单元 (T3D3). 边坡单元总数为 11 975, 群桩单元总数为 1 008, 桥墩单元总数为 60, 钢筋单元总数为 200. 确定边界条件时, 边坡斜面为自由面, 前后边界为法向约束, 左右边界为法向约束和水平约束, 底部完全固定. 在桩与岩层接触模拟中, 采用主-从接触算法, 岩体表面为从接触面, 桩身表面为主接触面. 桩端法向模型和切向模型分别为无摩擦接触和硬接触. 桩周法向模型为硬接触, 切向模型摩擦特性为 Penalty, 即罚函数法(用无约束最优化方法解决约束问题), 摩擦系数为 $\tan(\cot(\sin\varphi \times \cos\varphi)/(1+\sin^2\varphi))^{17}$, 其中 φ 为岩层内摩擦角.

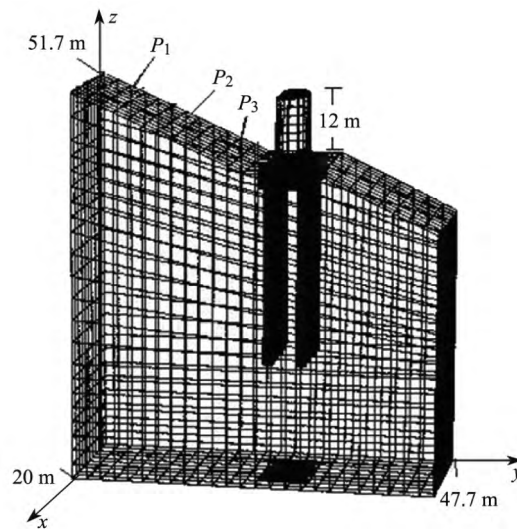


图 3 桥墩高度 12 m 时的几何模型
Fig. 3 Geometry in bridge pier height of 12 m

2.3 有限元强度折减法的理论基础

在有限元强度折减法中, 将岩体初始强度参数 c 和 $\tan \varphi$ 同时除以一个折减系数 F_s , 可得到一组新的强度参数 c' 和 φ' , 再将 c' , φ' 作为材料强度参数重新计算, 若边坡未破坏则将定义新的折减系数. 重复上述过程, 直到边坡达到临界状态, 并将临界状态时对应的折减系数 F_s 作为边坡稳定性安全系数.

在边坡稳定性分析中, 使用有限元强度折减法时经常使用的边坡失稳判据主要包括塑性区贯通、有限元计算发散和特征点位移突然变化^[18]. 由于边坡破坏时岩体由相对静止状态变为滑动状态, 潜在滑裂面位移将发生突变, 因此本研究采用位移突然变化作为边坡是否达到临界状态的判据.

3 数值模拟结果与分析

3.1 边坡稳定性安全系数的计算

采用有限元强度折减法对边坡稳定性分析时, 折减系数从 0.5 开始, 每次增加 0.25, 一直增加到 4. 边坡破坏时, 竖向位移受到下部岩层限制, 水平位移比竖向位移的突变性明显. 如图 3 所示, 绘制坡面上 3 个不同点 (P_1 , P_2 , P_3) 的水平位移与折减系数关系曲线, 将曲线突然变化点对应折减系数的平均值作为边坡稳定性安全系数. 图 4 为桥墩高度为 12 m 时边坡的水平位移与折减系数关系曲线. 可以看出, 此时的边坡稳定性安全系数为 1.6. 使用同样方法可以得到边坡在群桩施工前后、桥墩和桥梁施工时及运营荷载作用下的稳定性安全系数. 不同的工况对应的边坡稳定性安全系数的模拟结果及边坡处于临界破坏时桩顶水平位移如表 2 所示.

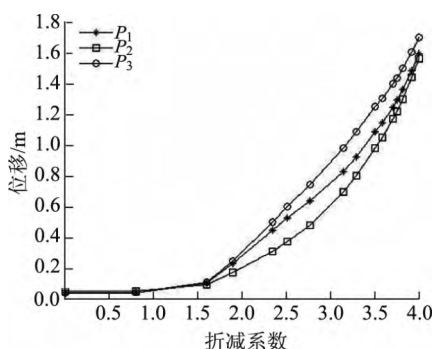


图 4 边坡水平位移-折减系数曲线(桥墩高度为 12 m)

Fig. 4 Reduction coefficient vs. horizontal displacement curves of slope (bridge pier height is 12 m)

表 2 安全系数和位移模拟结果

Table 2 Safety factors and displacements

工况	边坡安全系数	桩顶水平位移/mm
群桩施工前	1.35	—
群桩施工后	1.63	21.0
桥墩高度6 m	1.61	23.4
桥墩高度12 m	1.60	25.5
桥墩高度18 m	1.58	26.1
桥墩高度22.5 m	1.57	26.2
桥梁施工完毕时	1.55	27.4
车辆荷载作用下	1.53	28.3

3.2 桥梁施工对边坡稳定性影响

由表2可知, 群桩施工前边坡稳定性安全系数为1.35, 群桩施工完毕时边坡稳定性安全系数为1.63, 即群桩施工提高了边坡稳定性; 随着施工的展开, 边坡稳定性安全系数出现一定程度的降低, 且在运营荷载作用下边坡稳定性安全系数最小, 即施工荷载及运营对边坡稳定性不利; 边坡处于临界破坏时桩顶水平位移随着桥梁工程施工的进行不断增大. 根据《岩土工程勘察规范》(GB50021—2001)第4.7.7条规定^[19], “边坡工程稳定性验算时, 其稳定性安全系数不应小于规定的稳定性安全系数(1.10~1.25), 否则应对边坡进行处理”. 根据表2所示, 各工况所对应的稳定性安全系数均满足规范要求, 故不需对边坡进行处理.

图5为在群桩施工完成时, 桩顶水平位移与折减系数的关系曲线. 从图5可知, 随着边坡内摩擦角和粘聚力逐渐减小, 边坡稳定性降低; 在折减系数大于1时, 桩顶将发生一定的位移; 随着折减系数不断增大, 桩顶水平位移增大, 桩基础水平位移增大, 桩基础对边坡的支撑作用减小.

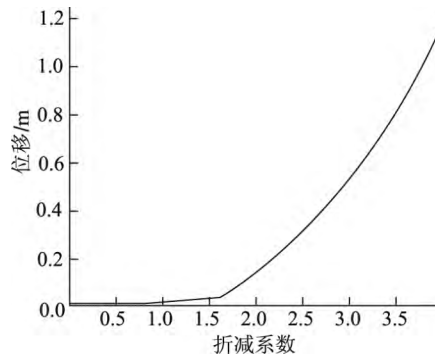


图5 桩顶水平位移-折减系数曲线

Fig. 5 Reduction coefficient vs. horizontal displacement curve of pile head

在各工况下, 塑性区(如图6所示)主要发生在第①和②土层交界处, 具体位置见图7所示, 其中区域A~D为不同工况下的塑性区, 长度单位为m. 岩体边坡强度未折减时, 各工况塑性区的Mises等效应力大小范围及平均值如表3所示. 可以看出, 在群桩施工前后、桥墩和桥梁施工时及运营荷载作用下, 塑性区Mises等效应力最小值、最大值和平均值均随着桥墩和桥梁施工荷载的增加而增大. 结合表2和3可知, 随着桥墩和桥梁施工荷载的增加, 岩体边坡中塑性区Mises等效应力逐渐增大, 边坡稳定性逐渐降低.

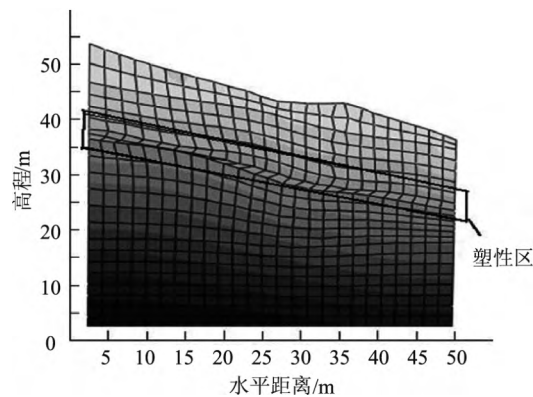


图6 桥墩高度为12 m时的塑性区

Fig. 6 Plastic zone of slope when bridge pier height is 12 meters

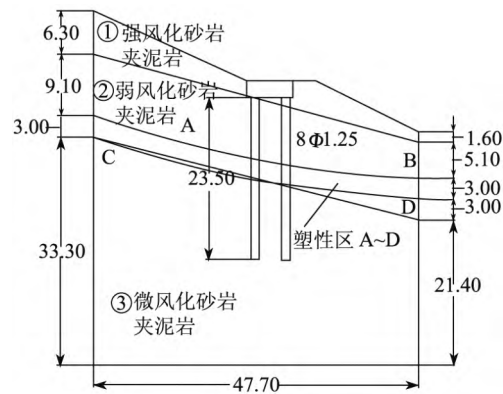


图7 边坡塑性区分布

Fig. 7 Plastic zone of slope

表3 塑性区Mises等效应力大小范围和平均值

Table 3 Ranges and averages of the plastic zone Mises stress

工况	应力大小范围/ ($\times 10^5 \text{ N} \cdot \text{m}^{-2}$)	应力平均值/ ($\times 10^5 \text{ N} \cdot \text{m}^{-2}$)
群桩施工前	[2.415, 2.752]	2.612
群桩施工后	[2.447, 2.754]	2.625
桥墩高度6 m	[2.460, 2.756]	2.632
桥墩高度12 m	[2.472, 2.759]	2.640
桥墩高度18 m	[2.485, 2.762]	2.650
桥墩高度22.5 m	[2.494, 2.764]	2.657
桥梁施工完毕时	[2.511, 2.766]	2.670
车辆荷载作用下	[2.523, 2.783]	2.686

3.3 桥梁桩基位移影响因素分析

对于岩体边坡, 降雨往往会降低岩体的抗剪强度, 可能会引起边坡变形, 并对边坡上的构筑物产生不利影响. 然而, 抗剪强度是由粘聚力和内摩擦角两部分决定, 因此研究粘聚力和内摩擦角因素对桥梁工程的影响具有重要的现实意义.

由图4和5可知, 在边坡数值模拟过程中, 坡面上3点(P_1 , P_2 , P_3)的位移和桩顶位移变化趋势基本保持一致, 且边坡失稳后, 桩顶位移增大较快. 因此, 在桥梁施工完毕时, 岩体内摩擦角和粘聚力分别减小到使边坡处于临界破坏时, 桥梁桩基的位移情况是研究重点. 由表2可知, 桥梁施工完毕时, 边坡稳定性安全系数为1.55, 可知岩体内摩擦角和粘聚力为原来的64.5%时, 边坡处于临界破坏状态, 此时对应的桩基位移云图如图8所示. 从图8可以看出, 各根桩弯曲方向一致, 大小接近, 故取一根桩Z为研究对象, 其桩身位移曲线如图9所示.

由图9可知, 距桩底竖向距离为0~10 m时桩身沿 y 轴方向位移基本不变, 大小接近, 该段桩身没有出现比较明显的弯曲现象; 距桩底竖向距离为10.0~23.5 m时, 桩身沿 y 轴方向的位移随距桩底竖向距离增大而增大, 但斜率基本不变, 这说明该段桩身没有出现明显的弯曲现象; 与桩底的竖向距离为10 m时, 曲线斜率发生较大变化, 桩截面出现较大变形. 从图9可以看出, 桩身沿 y 轴方向的最小位移和最大位移分别为8.9 mm和27.4 mm; 桩身沿 z 轴方向

的最小和最大位移分别为 18.3 mm 和 18.9 mm; 桩身沿 x 轴方向的最大和最小位移分别为 1.2 mm 和 -0.95 mm. 从图 9 还可以看出, 桩身沿 x, z 轴方向的位移大小均保持在一定范围内, 且与距桩底竖向距离大小无明显关系; 粘聚力和内摩擦角对桩基 3 个方向(x, y, z)的位移影响有较大差异, 在 y 轴和 z 轴方向上桩基位移较大, 而在 x 轴方向上桩基位移较小.

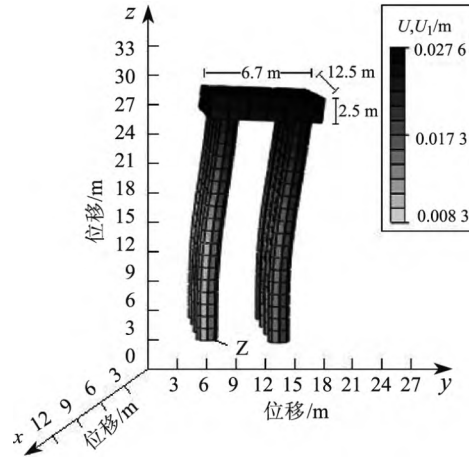


图 8 桩基位移云图

Fig. 8 Displacement image of pile foundation

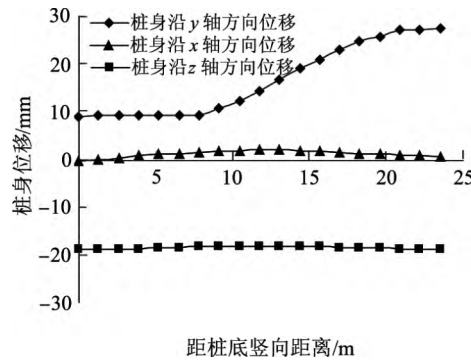


图 9 距桩底竖向距离-桩身位移曲线

Fig. 9 Curves of vertical distance from pile bottom vs. pile displacement

4 结 论

(1) 桥梁工程施工过程中, 随着施工荷载的增大, 边坡稳定性逐渐降低. 群桩施工前后边坡稳定性安全系数分别为 1.35 和 1.63; 桥墩高度为 6.0, 12.0, 8.0 和 22.5 m 时, 边坡的稳定性安全系数分别为 1.61, 1.60, 1.58 和 1.57; 桥梁施工完成后及列车荷载作用下边坡的稳定性安全系数分别为 1.55 和 1.53.

(2) 随着桥墩和桥梁施工荷载逐渐增大, 边坡塑性区 Mises 等效应力平均值逐渐增大: 群桩施工前后边坡塑性区 Mises 等效应力平均值分别为 2.612×10^5 和 2.625×10^5 N/m^2 ; 桥墩高度为 6.0, 12.0, 8.0 和 22.5 m 时边坡塑性区 Mises 等效应力平均值分别为 2.632×10^5 , 2.640×10^5 , 2.650×10^5 和 2.657×10^5 N/m^2 ; 桥梁施工完成后及列车荷载作用下, 边坡塑性区 Mises 应力平均值分别为 2.670×10^5 和 2.686×10^5 N/m^2 .

(3) 降雨往往会降低岩体的抗剪强度, 从而降低边坡稳定性, 对边坡上桥梁工程产生不利影响. 岩体内摩擦角和粘聚力为原来的64.5%时, 桩身沿 x, y, z 方向的最大位移分别为1.2, 27.4, 18.9 mm, 桩身沿 x, y, z 方向的最小位移分别为-0.95, 8.9和18.3 mm.

参考文献:

- [1] 李旭光, 叶尚其, 邬贵全. 滑坡地区桥梁病害原因分析与对策研究 [J]. 西南公路, 2006(3): 38-45.
- [2] 胡卸文, 朱海勇, 吕小平, 等. 大跨度高塔柱桥基边坡稳定性研究 [J]. 岩石力学与工程学报, 2007, 26(1): 3177-3182.
- [3] 赵明华, 尹平保, 杨明辉, 等. 高陡斜坡上桥梁桩基受力特性及影响因素分析 [J]. 中南大学学报: 自然科学版, 2012, 43(7): 2733-2739.
- [4] 邓宗伟, 冷伍明, 饶杨安, 等. 高速公路桥基岸坡稳定性计算分析 [J]. 岩土力学, 2008, 29(3): 752-758.
- [5] 毕继红, 吴丽艳. 列车荷载对桥梁及桩基下边坡的动力作用 [J]. 岩土工程学报, 2005, 27(12): 1458-1662.
- [6] 姜立新. 基于强度折减的有限元方法求边坡稳定安全系数 [J]. 建筑技术, 2009, 40(9): 535-538.
- [7] 方建瑞, 许志雄, 庄晓莹. 三维边坡稳定弹塑性有限元分析与评价 [J]. 岩土力学, 2008, 29(10): 2667-2672.
- [8] 董璞, 刘金龙, 李亮辉. 强度折减有限元法分析边坡稳定性的精度探讨 [J]. 四川建筑科学研究, 2009, 35(2): 146-150.
- [9] MANZARI M T, NOUR M A. Significance of soil dilatancy in slope stability analysis [J]. Journal of Geotechnique and Geoenvironmental Engineering, 2000, 126(1): 5-80.
- [10] UGAI K, LESHCHINSKY D. Three-dimensional limit equilibrium and finite element analysis [J]. Soils and Foundations, 1995, 35(4): 1-7.
- [11] 宋雅坤, 郑颖人, 赵尚毅, 等. 有限元强度折减法在三维边坡中的应用研究 [J]. 地下空间与工程学报, 2006, 2(5): 824-827.
- [12] 吕庆, 孙红月, 尚岳全. 强度折减有限元法中边坡失稳判据的研究 [J]. 浙江大学学报: 工学版, 2008, 42(1): 83-87.
- [13] 中华人民共和国住房和城乡建设部. 混凝土结构设计规范TB50010—2002 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2002.
- [14] 中华人民共和国铁道部. TB10002.1—2005 铁路桥涵设计规范 [S]. 北京: 中国铁道出版社, 2005.
- [15] 刘建华, 赵明华, 杨明辉. 高陡岩质边坡上桥梁桩基桩模型试验研究 [J]. 岩土工程学报, 2009, 31(3): 372-376.
- [16] 周如成, 潘留生. 泥岩路堑边坡的稳定性分析 [J/OL]. 城市建设理论研究(电子版), 2013(15)[2012-12-20]. <http://d.wanfangdata.com.cn/Periodical-csjslyj2013152220.aspx>.
- [17] RANDOLPH M F, WROTH C P. Application of the failure state in undrained simple shear to the shaft capacity of driven piles [J]. Geotechnique, 1981, 31(1): 143-157.
- [18] 蔡路军, 马建军, 周大华, 等. 基于ABAQUS的边坡失稳综合判据法 [J]. 武汉科技大学学报, 2011, 34(5): 354-358.
- [19] 中华人民共和国建设部. 岩土工程勘察规范 GB50021—2001 [S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2009.