

DOI: 10.11779/CJGE20240255

近断层地震动下顺倾边坡非规则坡面对抗滑桩最优位置加固效果研究

杨岩松¹, 肖宇¹, 李得建^{*1}, 程肖², 俞强山¹, 余鹏程¹

(1. 西南交通大学土木工程学院, 四川 成都 610031; 2. 四川大学灾后重建与管理学院, 四川 成都 610065)

摘要: 自然界中顺倾边坡坡面大都呈非规则形态, 其坡面几何凹凸特性和节理特性对边坡稳定性影响显著, 使得采用抗滑桩加固边坡存在最优加固位置问题, 并且在具有短时高能的近断层脉冲地震动下该问题显得更为突出。基于此, 采用极限分析上限法和 Newmark 永久位移法建立了基于非规则坡面的抗滑桩加固边坡能耗分析模型, 通过开展不同坡面的顺倾边坡理论与数值计算的失稳区域对比, 验证了所提改进方法计算结果的准确性。结果表明: ①坡面几何特性对边坡稳定性的影响更依赖于边坡折线角度 β_i 的大小, 其次是折线高度 a_i ; ②随黏聚力 c_r 和内摩擦角 φ_r 的增大, β_i 对边坡稳定性的影响逐渐变大; 节理倾角在 $10^\circ \sim 25^\circ$ 范围内, 其对凸面坡稳定性影响最敏感; ③非规则坡面顺倾边坡在脉冲地震动下抗滑桩最优加固位置相对于非脉冲地震动下更敏感, 上凸下凹面坡抗滑桩最优加固位置在边坡中部偏上 ($x_p/x_f=0.6 \sim 0.7$)。凹面坡、凸面坡、上凹下凸面坡及直线面坡抗滑桩最优加固位置在中部左右 ($x_p/x_f=0.4 \sim 0.6$)。研究成果可为类似工程中近断层非规则坡面顺倾边坡抗滑桩最优加固位置提供理论支撑和指导。

关键词: 非规则坡面几何特性; 近断层脉冲地震动; 顺倾边坡; 永久位移; 抗滑桩最优加固位置

中图分类号: TU473 文献标识码: A 文章编号: 1000-4548(2025)07-1516-11

作者简介: 杨岩松(1998—), 男, 硕士, 主要从事边坡稳定性极限分析的研究工作。E-mail: yys_0905@163.com。

Reinforcement effects of optimal strategy of anti-slide piles on irregular slopes with bedding rock slopes under near-fault ground motions

YANG Yansong¹, XIAO Yu¹, LI Dejian¹, CHENG Xiao², YU Qiangshan¹, YU Pengcheng¹

(1. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu 610031, China; 2. Institute for Disaster Management and Reconstruction, MOE Key Laboratory of Deep Earth Science and Engineering, Sichuan University, Chengdu 610065, China)

Abstract: In practical engineering, the surfaces of bedding rock slopes are mostly irregular, and their geometrical concave and convex characteristics and joint characteristics have a significant effect on the slope stability, which leads to the problem of the optimal reinforcement strategy of using anti-slide piles to reinforce the slopes. This problem is more prominent under the near-fault pulse-like ground motions with short term and high energy. Based on this, the upper-bound limit analysis and Newmark permanent displacement method are used to establish an energy analysis model for slopes reinforced by anti-slide piles based on irregular slopes, and the accuracy of the calculated results of the improved method is verified by comparing the theoretical and numerical calculations of the destabilized areas of bedding rock slopes. The results show that: (1) The influences of geometric characteristics of slopes on their stability are more dependent on the magnitude of the partial slope angle β_i , followed by the partial slope height a_i . (2) The effects of β_i on the slope stability become progressively larger with the increasing cohesion c_r and the internal friction angle φ_r . The jointed surface angle has the greatest effects on the stability of the convex slope in the range of 10° to 25° . (3) The optimal reinforcement strategy of anti-slide piles are more sensitive under pulse-like ground motions than under non-pulse-like ones for irregular bedding rock slopes, and the optimal reinforcement strategy of the anti-slide pile for upward-convex and downward-concave bedding rock slope is in the upper middle ($x_p/x_f=0.6 \sim 0.7$). The optimal reinforcement strategy of the anti-slide piles for concave, convex, upward-concave and downward-convex bedding rock slopes are around in the middle ($x_p/x_f=0.4 \sim 0.6$). The research results may provide theoretical

基金项目: 国家自然科学基金项目(52208369, 52309138, 52378370); 四川省科技计划项目(2023NSFSC0284) This work was supported by the National Natural Science Foundation of China (Grant Nos.52208369; 52309138; 52378370) and the Sichuan Science and Technology Program (Grant No. 2023NSFSC0284).

收稿日期(Received): 2024-03-21 修回日期(Revised): 2024-09-25 接受日期(Accepted): 2024-10-12 网络出版日期(Online): 2024-10-13

*通信作者 (E-mail: lidejian@swjtu.edu.cn)

support and guidance for the optimal reinforcement strategy of the anti-slide piles for irregular bedding rock slopes under near-fault pulse-like ground motions in similar projects.

Key words: geometric characteristic of irregular slope; near-fault pulse-like ground motion; bedding rock slope; permanent displacement; optimal reinforcement strategy for anti-slide pile

0 引言

自然界中绝大多数边坡坡面呈非规则几何形态, 而非简单概括的直线型, 常见的边坡坡面大都是凹凸不平的, 主要有凸型、直线型、凹型等几种类型。学者们研究发现: 边坡稳定性与其坡面几何面貌密切相关^[1-2]。一般情况下, 凹型边坡稳定性较好, 直线型边坡次之, 凸型边坡稳定性相对较差^[3]; 此外, 还有学者得出中等高度且较陡的凹型坡更容易发生滑坡灾害的结论^[4]。

具有显著速度脉冲的近断层地震动是诱发近断层区域地震滑坡的关键外部因素。同时学者们也发现近断层脉冲地震动对工程的危害远远大于一般远场地震动^[5]。在地震边坡稳定性分析中, 拟静力法因计算简单、实用性较强, 被多数学者所采用^[6], 但是拟静力法无法考虑整个地震动时程(频谱特性等), 只能考虑某一时刻边坡是否稳定, 因而其在分析具有显著速度脉冲的近断层地震动下边坡稳定性时其适用性存在问题。永久位移法的提出为解决上述问题提供了思路, 永久位移法最早由 Newmark^[7]在研究地震作用下堤坝稳定性时提出的, 在地震动力荷载作用下, 滑体沿着最危险滑动面发生瞬时失稳后, 位移将不断累积, 形成滑块的永久位移。已有学者基于 Newmark 滑块法, 结合极限分析上限法, 求解地震作用下边坡永久位移^[8]。在加强边坡稳定性措施中, 设置抗滑桩是有效手段之一。Ito 等^[9]基于塑性变形理论推导出了桩侧受力的计算公式, 这一方法随后被一些学者运用于抗滑桩加固边坡的稳定性分析; Li 等^[10]推导了抗滑桩加固下边坡永久位移公式, 对抗滑桩加固边坡稳定性进行分析; 徐爱民等^[11]采用 Flac^{3D}利用数值方法探讨抗滑桩在层状岩体边坡中的加固效果; Shooshpasha 等^[12]开展了基于强度折减法的耦合数值模拟分析, 发现当抗滑桩加固在边坡中部时, 得到的安全系数值最大。

综上所述, 首先, 在目前已有的研究基础上, 结合极限分析上限法和 Newmark 永久位移法, 构建基于非规则坡面抗滑桩加固边坡能耗分析模型。然后, 结合数值模拟开展对比验证, 在此基础上进行参数敏感性分析, 探讨坡面几何参数及顺倾边坡参数对边坡屈服加速度 a_c 的影响。考虑不同地震动对顺倾边坡不同坡面永久位移的影响。最后, 提出抗滑桩最优加固位置无量纲参数 Z , 分析不同地震动下非规则坡面顺倾边坡抗滑桩不同加固位置对边坡永久位移的影响。

1 非规则坡面永久位移计算方法

1.1 非规则坡面抗滑桩加固能耗分析

Prasetyo 等^[13]推导得出 Barton-Bandis 破坏准则与 Mohr-Coulomb 破坏准则参数转化公式, 并用试验数据证明了结论的准确性和转换方法的可行性。基于上述考虑, 本文对非规则坡面顺倾边坡采用 M-C-B-B 模式^[6] (岩土体满足 M-C 破坏准则, 节理面满足 B-B 破坏准则) 进行分析。如图 1 所示, 建立任意非规则坡面顺倾边坡抗滑桩加固模型。非规则坡面由 n 段折线构成, β_i ($i=1, 2, 3, \dots, n$) 为坡面折线角度, a_i ($i=1, 2, 3, \dots, n$) 为边坡折线高度。其中假定转动部分 BC 形成的临界滑裂面为对数螺旋线。各参数含义如下: 边坡高度为 H , 上坡角为 α , 节理面倾角为 δ , 节理面间距为 d , 假定边坡从节理面处剪出。坡底与抗滑桩间的水平距离为 x_p , 坡顶至坡脚的水平距离为 x_l , 抗滑桩在破坏岩土体内的作用长度为 h_p , 抗滑桩直径 D , 坡面和滑动面交点分别为 N, P 。

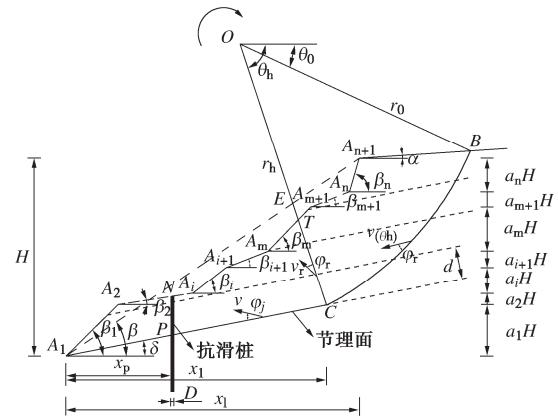


图 1 基于非规则坡面抗滑桩加固边坡模型建立

Fig. 1 Modeling of anti-slide pile reinforcement based on irregular bedding rock slopes

(1) 破坏模式几何关系

图 1 中以点 A_1 为坐标原点建立坐标系根据各点几何关系, 求得模型中各点坐标值, 坡面上各点坐标为

$$x_{A_i} = \sum_{j=1}^{i-1} \frac{a_j H}{\tan \beta_j} \quad (i = 2, 3, \dots, n+1), \quad (1)$$

$$y_{A_i} = \sum_{j=1}^{i-1} a_j H \quad (i = 2, 3, \dots, n+1), \quad (2)$$

$$CA_1 = \sqrt{1 + \tan^2 \delta} \cdot x_1 \quad (3)$$

在三角形 EA_1C 中, 根据正弦定理:

$$CE = CA_1 \cdot \frac{\sin(\beta - \delta)}{\sin(\beta + \theta_h)} \quad (4)$$

$$A_{n+1}E = \frac{H}{\sin \beta} - CA_1 \cdot \frac{\sin(\theta_h + \delta)}{\sin(\beta + \theta_h)} \quad (5)$$

上部对数螺旋线求解所需长度:

$$r_0 = \frac{A_{n+1}E \cdot \sin(\beta - \alpha) + CE \cdot \sin(\theta_h + \alpha)}{\sin(\theta_h + \alpha) \cdot e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_r} - \sin(\theta_0 + \alpha)} \quad (6)$$

$$r_h = r_0 \cdot e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_r} \quad (7)$$

求得点 O 的坐标为

$$x_O = x_B - r_0 \cos \theta_0, \quad y_O = y_B + r_0 \sin \theta_0 \quad (8)$$

OC 与坡面交点 T 坐标为

$$x_T = \frac{(y_{Am} - k_{Am+1} \cdot x_{Am}) - (y_C - k_C)}{k_{Am+1} - k_C} \quad (9)$$

$$y_T = \frac{-(y_C - k_C) \cdot k_{Am+1}}{k_{Am+1} - k_C} + \frac{(y_{Am} - k_{Am+1} \cdot x_{Am}) \cdot k_C}{k_{Am+1} - k_C} \quad (10)$$

$$\text{其中, } k_{Am+1} = \frac{y_{Am+1} - y_{Am}}{x_{Am+1} - x_{Am}}, \quad k_C = \frac{y_C - y_0}{x_C - x_0}.$$

由此可以继续计算平动区域面积 S_{PD} 及转动区域面积 S_{ZD} 。根据上述各坡面点坐标的求解, 以此求出非规则坡面与抗滑桩的交点 N 的坐标为

$$x_N = x_p, \quad y_N = \frac{y_{Ai+1} - y_{Ai}}{x_{Ai+1} - x_{Ai}} \cdot (x_p - x_{Ai}) + y_{Ai} \quad (11)$$

(2) 间断面速度之间关系

边坡破坏模式中平动区 A_1C 的速度为 v , 间断面 CT 的速度为 v_r , 转动区速度 BC 的速度 $v(\theta_h)$, 根据相关联流动法则, 速度与平动区、间断面、转动区夹角分别为 φ_j , φ_r , φ_r , 绝对速度与相对速度矢量图见图 2。

$$v_r = v \cdot \frac{\cos(\theta_h + \delta - \varphi_j)}{\cos \varphi_r} \quad (12)$$

$$v(\theta_h) = v \cdot \frac{\sin(\theta_h + \delta - \varphi_j - \varphi_r)}{\cos \varphi_r} \quad (13)$$

对数螺旋线的旋转角速度为

$$\omega = \frac{v(\theta_h)}{r_h} = \frac{v(\theta_h)}{r_0 \cdot e^{(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_r}} \quad (14)$$

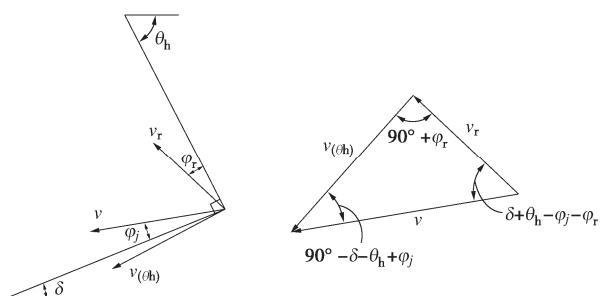


图 2 绝对速度与相对速度矢量图

Fig. 2 Vector plot of absolute and relative velocities

(3) 能耗计算

非规则坡面顺倾边坡滑动的外功率包括滑块体的重力功率和地震功率。

边坡重力功率计算公式如下:

$$P_\gamma = P_{\gamma PD} + P_{\gamma ZD} = S_{PD} \cdot v \cdot \sin(\delta - \varphi_j) + \gamma r_0^3 \omega \cdot (f_1 - f_2 - f_{Aj1} - f_{OTA_{m+1}}) \quad (15)$$

式中: v 为平动区域速度大小; f_1 为整个转动区域功率系数; f_2 为 OBA_{n+1} 功率系数; f_1 , f_2 , $f_{OTA_{m+1}}$ 及 f_{Aj1} 的计算公式如下:

$$f_1 = \frac{(3 \tan \varphi_r \cos \theta_h + \sin \theta_h) \cdot e^{[3(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_r]}}{3(1 + 9 \tan^2 \varphi_r)} - \frac{(3 \tan \varphi_r \cos \theta_0 + \sin \theta_0)}{3(1 + 9 \tan^2 \varphi_r)} \quad (16)$$

$$f_2 = \frac{1}{6} \cdot \frac{L}{r_0} \cdot (2 \cos \theta_0 - \frac{L}{r_0} \cdot \cos \alpha) \cdot \sin(\theta_0 + \alpha), \quad (17)$$

$$f_{OTA_{m+1}} = \frac{1}{6r_0^3} \cdot S_{OTA_{m+1}} \cdot [(x_T - x_o) + (x_{A_{m+1}} - x_o)], \quad (18)$$

$$f_{Aj1} = \frac{1}{6r_0^3} \cdot \sum_{j=m+1}^{n+1} S_{OA_j A_{j+1}} \cdot [(x_{A_j} - x_o) + (x_{A_{j+1}} - x_o)]. \quad (19)$$

边坡竖向地震功率做功计算公式如下:

$$P_v = k_v \cdot S_{PD} \cdot v \cdot \sin(\delta - \varphi_j) + k_v \cdot \gamma r_0^3 \omega \cdot (f_1 - f_2 - f_{Aj1} - f_{OTA_{m+1}}) \quad (20)$$

边坡水平地震功率做功计算公式如下:

$$P_h = k_h \cdot S_{PD} \cdot v \cdot \cos(\delta - \varphi_j) + k_h \cdot \gamma r_0^3 \omega \cdot (f_4 - f_5 - f_{Aj2} - f_{OTA_{m+1}}) \quad (21)$$

式中: f_4 为整个转动区域功率系数; f_5 为 OBA_{n+1} 功率系数。 f_4 , f_5 , $f_{OTA_{m+1}}$ 及 f_{Aj2} 的计算公式如下:

$$f_4 = \frac{(3 \tan \varphi_r \sin \theta_h - \cos \theta_h) e^{[3(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_r]}}{3(1 + 9 \tan^2 \varphi_r)} - \frac{3 \tan \varphi_r \sin \theta_0 + \cos \theta_0}{3(1 + 9 \tan^2 \varphi_r)} \quad (22)$$

$$f_5 = \frac{1}{6} \cdot \frac{L}{r_0} \cdot (2 \sin \theta_2 + \frac{L}{r_2} \cdot \sin \alpha) \cdot \sin(\theta_2 + \alpha), \quad (23)$$

$$f_{OTA_{m+1}}^2 = \frac{1}{6r_0^3} \cdot S_{OTA_{m+1}} \cdot (-y_T - y_{A_{m+1}} + 2y_o), \quad (24)$$

$$f_{Aj2} = \frac{1}{6r_0^3} \cdot \sum_{j=m+1}^{n+1} [S_{OA_j A_{j+1}} \cdot (-y_{A_j} - y_{A_{j+1}} + 2y_o)]. \quad (25)$$

边坡内部能耗主要包括平动区、转动区及间断面做功, 功率计算如下:

$$P_c = c_j \cdot A_1 C \cdot v \cdot \cos \varphi_j + c_r \cdot CT \cdot v_r \cdot \cos \varphi_r + \frac{c_r \cdot r_0^2 \omega}{2 \tan \varphi_r} [e^{2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_r} - 1] \quad (26)$$

根据 N , P 的坐标可以求得抗滑桩破裂面之内的长度 h_P , 本研究计算抗滑桩采用 Ito 模型^[9], 侧向力 F_P , 则抗滑桩做功为

$$P_p = F_p \cdot v \quad (P \text{ 在平动区}) \quad , \quad (27)$$

$$P_p = F_p \cdot \omega \cdot l_{op} \quad (P \text{ 在转动区}) \quad . \quad (28)$$

应注意 P_p 值为负值, 因为桩是为了防止斜坡不会滑动, 此时抗滑桩加固边坡功能平衡方程可表示为

$$P_\gamma + P_h + P_v = P_c + P_p \quad . \quad (29)$$

1.2 非规则坡面抗滑桩加固屈服加速度求解

当边坡处于临界状态时, 水平地震加速度系数正好达到临界屈服加速度系数的大小, 即 $k_h = a_c$, 此时基于功能平衡方程可得

$$(1 + \lambda a_c) \cdot P_1 + k_c \cdot P_2 = P_c + P_p \quad . \quad (30)$$

即到边坡的临界屈服加速度系数 a_c 的表达式:

$$a_c = \frac{P_c + P_p - P_1}{P_2 + \lambda P_1} \quad . \quad (31)$$

其中: $P_1 = \gamma [P_3 + r_0^3 \omega \cdot (f_1 - f_2 - f_{Aj1} - f_{OTA_{m+1}})]$,

$P_2 = \gamma [P_3 + r_0^3 \omega \cdot (f_4 - f_5 - f_{Aj2} - f_{OTA_{m+1}})]$, $P_3 = S_{PD} \cdot$

$v \cdot \sin(\delta - \varphi_j)$ 。

1.3 非规则坡面抗滑桩加固永久位移求解

在任意时刻, 坡体外力做功与内部能耗应该满足动力平衡方程:

$$(1 + \lambda k_h) P_1 + k_h P_2 = P_c + P_p + \omega l^2 \frac{G}{g} \ddot{\theta} + \frac{\gamma}{g} S_{PD} \cdot a v \quad . \quad (32)$$

由此可得坡脚块体加速度:

$$a = (k_h - a_c) \cdot \frac{\gamma r_h g}{B_1^2 l^2 G + \gamma r_h^2 S_{PD}} \cdot \\ \{ \lambda [r_h \cdot S_{PD} \cdot \sin(\delta - \varphi_j) + r_0^3 B_1 (f_1 - f_2 - f_{Aj1} - f_{OTA_{m+1}})] + r_h \cdot S_{PD} \cdot \cos(\delta - \varphi_j) + \\ r_0^3 B_1 (f_4 - f_5 - f_{Aj2} - f_{OTA_{m+1}}^2) \} \quad , \quad (33)$$

式中: l 为上部滑体重心到转动中心 O 的距离; G 为上部滑体的重力大小; G , B_1 计算过程如下:

$$G = \frac{\gamma r_0^2}{2} \left\{ \frac{e^{2(\theta_h - \theta_0) \tan \varphi_r} - e^{2(\theta_{hc} - \theta_0) \tan \varphi_r}}{2 \tan \varphi_r} - \right. \\ \left. \frac{2 \left(\sum_{j=m+1}^{n+1} S_{OA_j A_{j+1}} + S_{ODA_1} \right)}{r_0^2} - \frac{L}{r_0} \sin(\theta_0 + \alpha) \right\} \quad , \quad (34)$$

$$B_1 = \frac{\sin(\theta_h + \delta - \varphi_j - \varphi_r)}{\cos \varphi_r} \quad , \quad (35)$$

上部滑体重力以及地震力所做功率满足下面的关系式:

$$G l \cos \theta \cdot \omega = \gamma \omega r_0^3 (f_1 - f_2 - f_{Aj1} - f_{OTA_{m+1}}^1) \quad , \quad (36)$$

$$k_h G l \sin \theta \cdot \omega = k_h \gamma \omega r_0^3 (f_4 - f_5 - f_{Aj2} - f_{OTA_{m+1}}^2) \quad ,$$

联立上面两个式子, 可以求得 l :

$$l = \frac{\gamma r_0^3}{G} [(f_1 - f_2 - f_{Aj1} - f_{OTA_{m+1}}^1)^2 +$$

$$(f_4 - f_5 - f_{Aj2} - f_{OTA_{m+1}}^2)^2]^\frac{1}{2} \quad . \quad (37)$$

在求得屈服加速度系数 a_c 后, 对坡脚块体加速度进行两次积分后, 通过累计叠加, 可以得到坡体的永久位移, 进而求得坡脚处的永久位移:

$$u_x = C \int \int g (k - a_c) dt dt \quad . \quad (38)$$

式中: C 为位移系数,

$$C = \cos \left(\varphi_j - \delta + \frac{\pi}{2} \right) \cdot \frac{\gamma r_h}{B_1^2 l^2 G + \gamma r_h^2 S_{PD}} \cdot \\ \left\{ \lambda \left[r_h S_{PD} \cdot \sin(\delta - \varphi_j) + r_0^3 B_1 (f_1 - f_2 - f_{Aj1} - f_{OTA_{m+1}}^1) \right] + \right. \\ \left. r_0^3 B_1 (f_4 - f_5 - f_{Aj2} - f_{OTA_{m+1}}^2) + r_h S_{PD} \cdot \cos(\delta - \varphi_j) \right\} \quad . \quad (39)$$

2 对比分析

为验证计算的准确性, 采用工程中广泛使用的 Flac^{3D} 数值模拟软件进行对比验证。节理采用单独薄层进行模拟, 考虑到模型单元数的大小, 因此厚度取 2.0 m, 结构面间距为 15.0 m。边界条件为下部固定约束, 左右两侧法向约束, 上部为自由边界(图 3); 计算收敛准则为不平衡力比率满足 1×10^{-5} 的求解要求。边坡计算参数见表 1。边坡几何参数及强度参数与理论模型取值相同, 并加载地震动, 将得到数值模拟结果与理论结果进行对比验证。

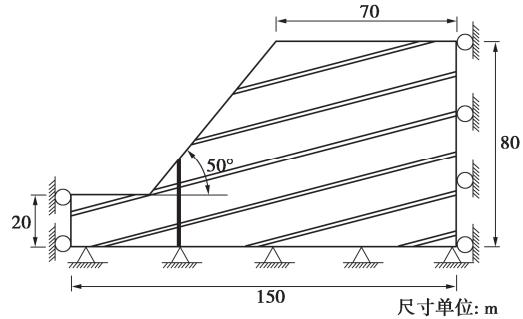


图 3 数值模型

Fig. 3 Numerical model

顺倾边坡几何参数及强度参数取值如下: $H=60$ m, $\beta=50^\circ$, $\delta=15^\circ$, $\alpha=0^\circ$, $d=15$ m, 桩间距 $D_1/D=5$, $x_p=10$ m, $a_i=1/3$ ($i=1, 2, 3$), 同时 $a_1+a_2+a_3=1$, $\beta_i=50^\circ$, 50° , 50° (直线型坡面), $\beta_i=40^\circ$, 50° , 70° (凹面型坡面), $\beta_i=60^\circ$, 55° , 45° (凸面型坡面) ($i=1, 2, 3$), 岩土体、结构面基本参数如表 1 所示。抗滑桩材料参数取值参考文献[11]中的参数取值, 设置抗滑桩弹性模量取 200 GPa, 泊松比取 0.2。输入在日本神户地震期间采集的 Takarazu 台站测得的 Kobe, Japan 水平地震动, 对地震动进行滤波和基准校正, 并进行调幅 (PGA=0.3g) (图 4), 采用 Flac^{3D} 软件建模, 且岩体与结构面的本构模型均为莫尔库仑模型, 对边坡

施加地震波, 进行坡体滑动面对比验证, 结果如图 5 所示。

表 1 数值模拟软件参数取值

Table 1 Parameter values of numerical simulation software

材料	重度/ ($\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$)	弹性模量/ GPa	泊松比	黏聚力/ kPa	内摩擦 角/(°)
岩桥	22	2.8	0.2	150	26
结构面	22	0.09	0.3	75	18.85

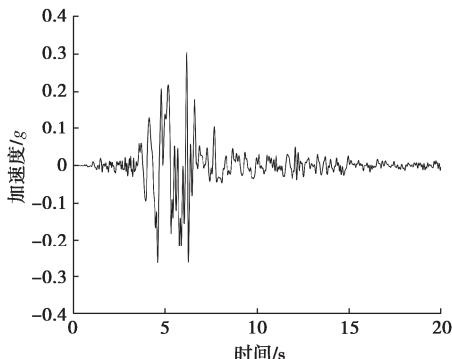
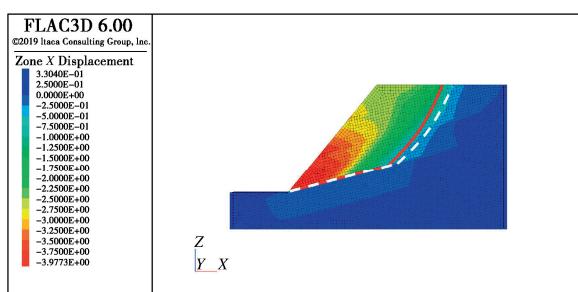


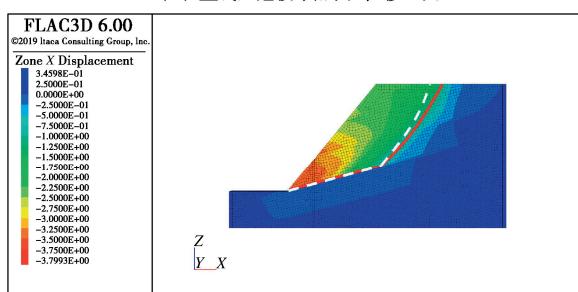
图 4 地震波加速度-时程曲线

Fig. 4 Acceleration-time curves of seismic waves

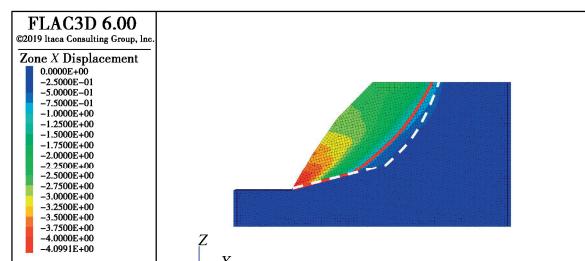
根据数值模拟软件 Flac^{3D}的计算结果如图 5 所示, 红色实线代表数值分析获取的滑动面, 白色虚线代表程序运算的滑动面, 根据 X 位移云图可知, 3 种非规则坡面顺倾边坡的破坏模式大致呈直线-对数螺旋线形式, 根据 X 位移云图的失稳区域对比可知, 3 种非规则坡面顺倾边坡失稳区域与理论计算和数值计算失稳区域基本相近, 验证了本文提出的地震作用下非规则坡面顺倾边坡计算程序的准确性和可靠性。



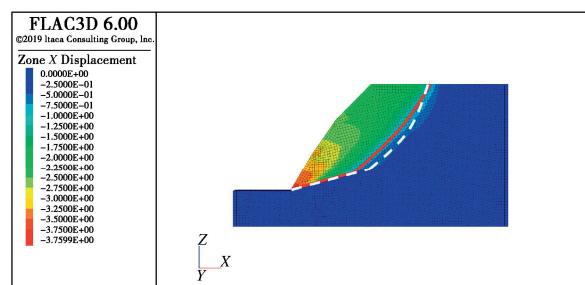
(a) 凸面型边坡未加固X位移云图



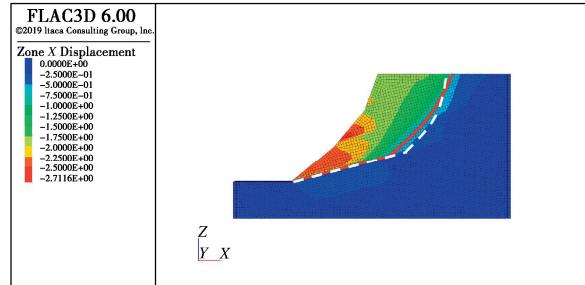
(b) 凸面型边坡加固X位移云图



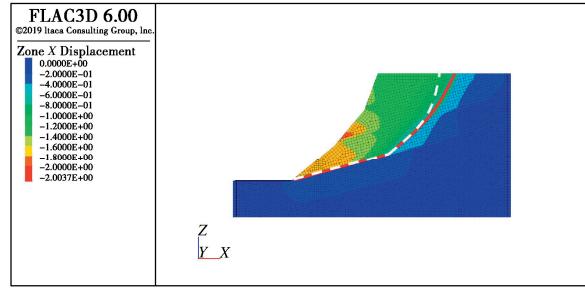
(c) 凸面型边坡未加固X位移云图



(d) 凸面型边坡加固X位移云图



(e) 凸面型边坡未加固X位移云图



(f) 凸面型边坡加固X位移云图

图 5 基于 Flac^{3D} 地震动作用下边坡滑动面计算结果

Fig. 5 Calculated results of slope sliding surface under Flac^{3D} pulse-like ground motions

3 参数敏感性分析

3.1 坡面几何参数对屈服加速度 a_c 的影响分析

(1) 折线高度 a_i 对边坡屈服加速度 a_c 的影响

取算例进行参数分析, 参数取值为: $\gamma=22 \text{ kN/m}^3$, $H=60 \text{ m}$, $\alpha=0^\circ$, $d=15 \text{ m}$, $c_r=150 \text{ kPa}$, $\varphi_r=26^\circ$, $K_c=0.5$, $K_\varphi=0.7$, $\delta=15^\circ$; $a_i=0.1 \sim 0.6$ ($i=1, 2, 3$), 同时 $a_1+a_2+a_3=1$ 。 $\beta_i=65^\circ$, 60° , 45° ($i=1, 2, 3$)。 K_c 是黏聚力弱化系数, K_φ 是内摩擦角参数弱化系数^[8]。

顺倾边坡 a_c 随 a_i 变化规律如图 6 所示。随 a_1 增加, 坡面整体呈变陡的趋势, a_c 减小 8.7%, 边坡稳定性下降。由于 β_2 的角度略小于 β_1 , 随 a_2 的增加, 坡面整体变陡, a_c 减小 1.4%, 但下降相比于 a_1 增加时不显著。随 a_3 的增加, 坡面形状由陡坡逐渐变为缓坡, a_c 增加 12.9%, 边坡稳定性增加。

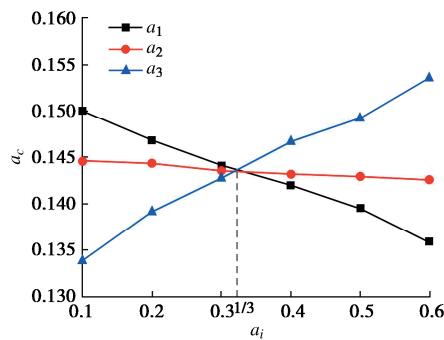


图 6 坡面折线高度 a_1 , a_2 , a_3 对 a_c 的影响规律

Fig. 6 Influences of partial slope heights a_1 , a_2 and a_3 on a_c

(2) 折线角度 β_i 对边坡屈服加速度 a_c 的影响

顺倾边坡参数取值不变, 其中 $a_i=1/3$ ($i=1, 2, 3$)。 $\beta_i=30^\circ \sim 80^\circ$ ($i=1, 2, 3$)。 a_c 随 β_i 的变化规律图 7 所示。随 β_1 增加, 由于未固定坡顶点位置, 边坡由(上凸下凹)缓坡逐渐变为凸面坡, a_c 下降了 52.6%。随 β_2 增加, 边坡由上凹下凸逐渐变为凸面坡, a_c 下降了 44.8%。随 β_3 增加, 边坡由上凹下凸面坡逐渐变为凸面坡再变为上凸下凹面坡(陡坡), a_c 下降了 65.8%, 边坡稳定性显著下降。在一定 a_i 和 β_i 范围内, β_i 控制下 a_c 幅度远大于 a_i 控制下 a_c 幅度。基于此, 从施工角度来说, 在 β_3 较小时(如 $\beta_3=50^\circ \sim 80^\circ$), 可优先考虑先减小 β_3 的方法来提高边坡稳定性。

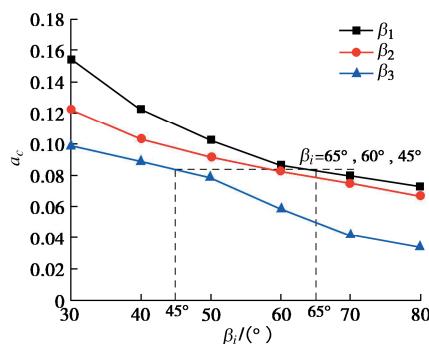


图 7 坡面折线角度 β_1 , β_2 , β_3 对 a_c 的影响规律

Fig. 7 Influence of partial slope angles β_1 , β_2 and β_3 on a_c

3.2 顺倾边坡参数及坡面几何参数对 a_c 的影响

为方便分析, 取 $a_i=1/3$ ($i=1, 2, 3$), 不同坡面变化如图 8, 9 所示, 探究顺倾边坡参数对不同坡面 a_c 的影响, 取 $\alpha=0^\circ$, $d=15$ m, $\gamma=22$ kN/m³, 其余参数取值见表 2, 3。参数分析如图 10, 11 所示。

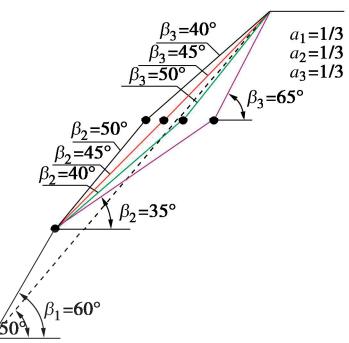


图 8 非规则凸边坡随折线角度 β_i 的变化

Fig. 8 Variation of irregular convex slope with partial slope angle β_i

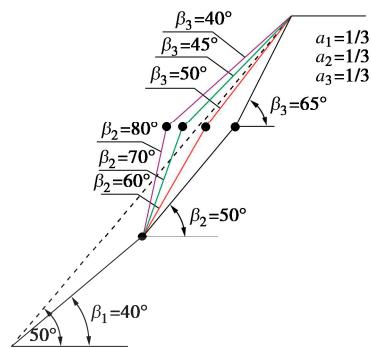


图 9 非规则凹边坡随折线角度 β_i 的变化

Fig. 9 Variation of irregular concave slopes with partial slope angle β_i

如图 10 (a) 所示, 在 c_r 和 φ_r 较小时 β_i 对 a_c 的影响较小, 随 c_r 和 φ_r 的增大, β_i 对 a_c 的影响逐渐变大。如图 10 (b) 所示, 在 K_c 和 K_φ 较小时, 随 β_2 逐渐增大, 上凹下凸面坡逐渐变为凸面坡, 在 K_φ 为 0.8 之前规律比较明显, 主控因素为 K_c 和 K_φ , 当 K_φ 为 0.8~1 时, 曲线出现交点, β_i 的影响逐渐变大。如图 10 (c) 所示, 随坡高 H 和比例系数 λ 的增加, a_c 减小。随 β_2 增大, 边坡逐渐由上凹下凸变为凸面坡, 从图中可以看出, 在 H 和 λ 较大时, 不同 β_i 的曲线相互重合, 说明此时 β_i 对 a_c 的影响逐渐减弱。如图 10 (d) 可知, 随节理面倾角增加, a_c 呈减小趋势, 随 β_2 逐渐增大, 边坡由上凹下凸逐渐变为凸面坡, 凸面坡的 a_c 随节理倾角变化最大, 节理倾角由 10° 增加到 25° , a_c 下降了 61.3%。在工程中应注意节理倾角对凸面坡稳定性的影响。

如图 11 (a) 所示, 在 c_r 和 φ_r 较小时 β_i 对 a_c 的影响较小, 随着 c_r 和 φ_r 的增大, β_i 对 a_c 的影响逐渐变大, 但 c_r 和 φ_r 仍为边坡稳定性的主控因素。如图 11 (b) 所示, 随 K_c 和 K_φ 增加, a_c 增大, 在 K_c 和 K_φ 较大时, 凹面坡最稳定。 β_i , K_c 对 a_c 的影响相差不大, 故在受结构面影响较大的上凸下凹面坡可采用改变坡面的方

表 2 非规则凸边坡随折线角度 β_i 的变化参数取值Table 2 Parameter values of irregular convex slopes changing with partial slope angle β_i

工况	H/m	$\beta_1/(\circ)$	$\beta_2/(\circ)$	$\beta_3/(\circ)$	$\delta/(\circ)$	c_r/kPa	$\varphi_r/(\circ)$	K_c	K_φ	λ
(a)	60	60	35, 50	40, 65	15	100~200	26~34	0.5	0.7	0
(b)	60	60	35, 50	40, 65	15	150	30	0.3~0.5	0.6~1	0
(c)	50~70	60	35, 50	40, 65	15	150	28	0.5	0.7	0~1
(d)	60	60	35~50	40~65	10~30	150	26	0.5	0.7	0

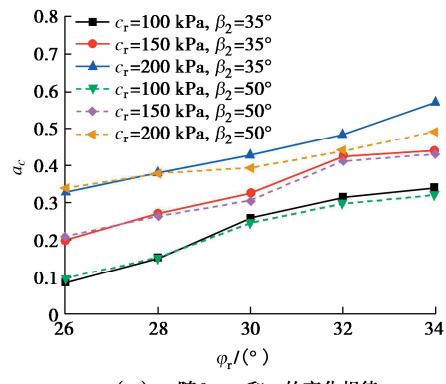
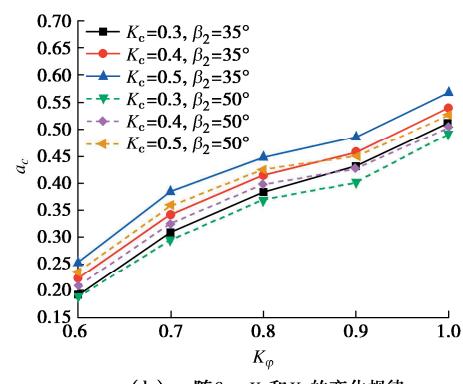
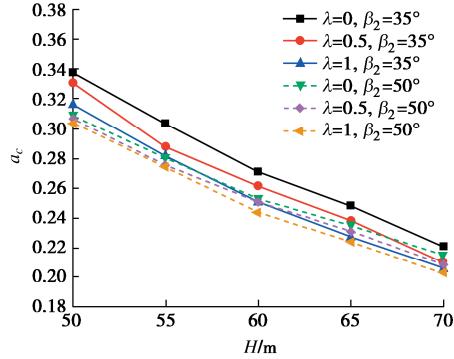
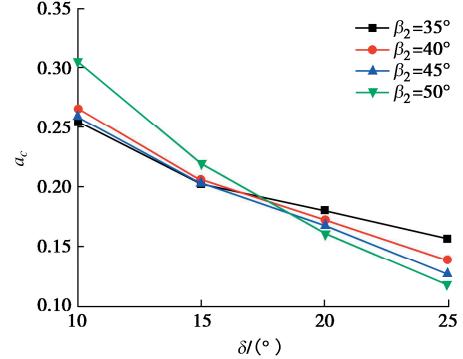
表 3 非规则凹边坡随折线角度 β_i 的变化参数取值Table 3 Parameter values of irregular concave slopes changing with partial slope angle β_i

工况	H/m	$\beta_1/(\circ)$	$\beta_2/(\circ)$	$\beta_3/(\circ)$	$\delta/(\circ)$	c_r/kPa	$\varphi_r/(\circ)$	K_c	K_φ	λ
(a)	60	40	50, 80	40, 65	15	100~200	26~34	0.5	0.7	0
(b)	60	40	50, 80	40, 65	15	150	30	0.3~0.5	0.6~1	0
(c)	50~70	40	50, 80	40, 65	15	150	28	0.5	0.7	0~1
(d)	60	40	50~80	40~65	10~30	150	26	0.5	0.7	0

表 4 选取地震的基本信息

Table 4 Basic information of selected ground motions

编号	年份	地震名称	台站名称	震级/Mw	震源深/km	断层/km	PGA/g	PGV/(cm·s ⁻¹)
RSN723 (近场 1)	1987	Superstition Hills-02	Parachute Test Site	6.54	9.0	0.95	0.442	140.95
RSN1119 (近场 2)	1995	Kobe, Japan	Takarazuka	6.90	17.9	0.27	0.657	95.34
RSN525 (远场)	1986	N.Palm Springs	Lake Mathews Dike Toe	6.06	11.0	66.71	0.030	0.45

(a) a_c 随 β_i , c_r 和 φ_r 的变化规律(b) a_c 随 β_i , K_c 和 K_φ 的变化规律(c) a_c 随 β_i , H 和 λ 的变化规律(d) a_c 随 β_i 和 δ 的变化规律图 10 边坡主要参数对非规则凸边坡 a_c 的影响规律Fig. 10 Influences of main parameters of slopes on a_c of irregular convex slopes

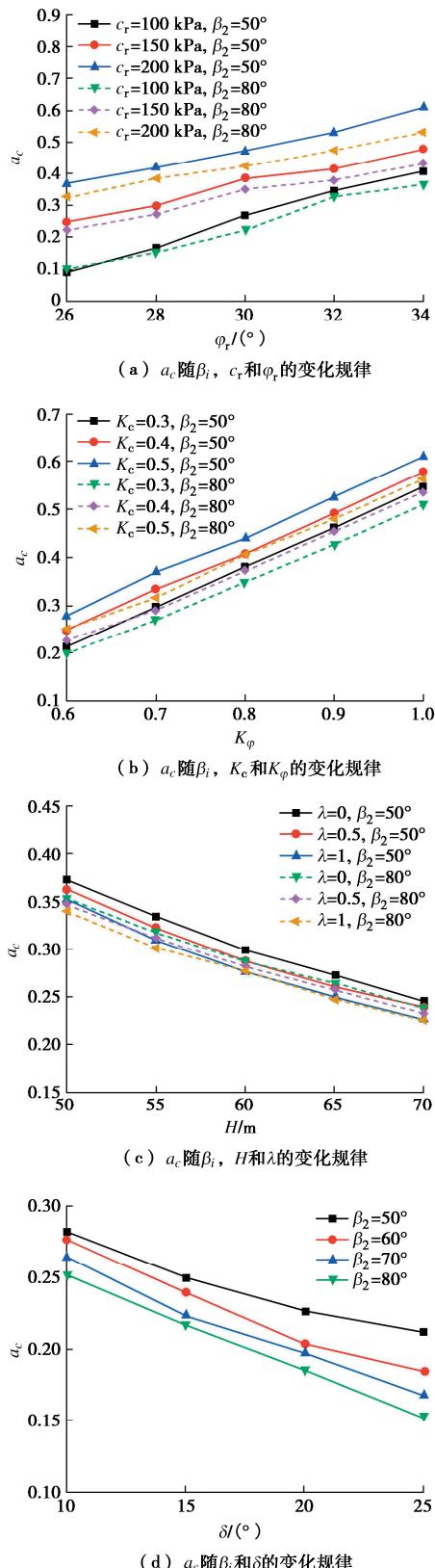
图 11 边坡主要参数对非规则凹边坡 a_c 的影响规律

Fig. 11 Influences of main parameters of slopes on a_c of irregular concave slopes

法来提升边坡稳定性。如图 9 (c) 所示, 随 H 和 λ 的增加, a_c 呈减小趋势, 边坡随 β_2 增大逐渐由上凹下凸变为凸面坡, 在边坡 H 较小时 a_c 基本呈线性减小, 随

H 和 λ 的增加, 曲线之间逐渐重合, 说明 β_i 对边坡的稳定性影响逐渐变小。如图 9 (d) 可知, 在相同边坡参数中, 随节理面倾角增加, a_c 呈减小趋势, 随 β_2 增大, 边坡由凹面坡逐渐变为上凸下凹面坡。

3.3 不同地震动对非规则坡面顺倾边坡永久位移的影响分析

为探究近断层脉冲地震动是否对边坡永久位移产生显著影响, 根据断层距、PGA、PGV 等参数, 选取 3 条典型地震动进行计算。分别为远场无脉冲特性 N. Palm Springs 地震动、具有显著脉冲特性 Superstition Hills-02 地震动和具有中等脉冲特性 Kobe, Japan 地震动进行分析。地震动的基本信息如表 4 所示。

为进行对比分析, 对 3 条地震动进行调幅处理, 调幅后地震动的 PGA=0.6g, 调幅后如图 12 所示。

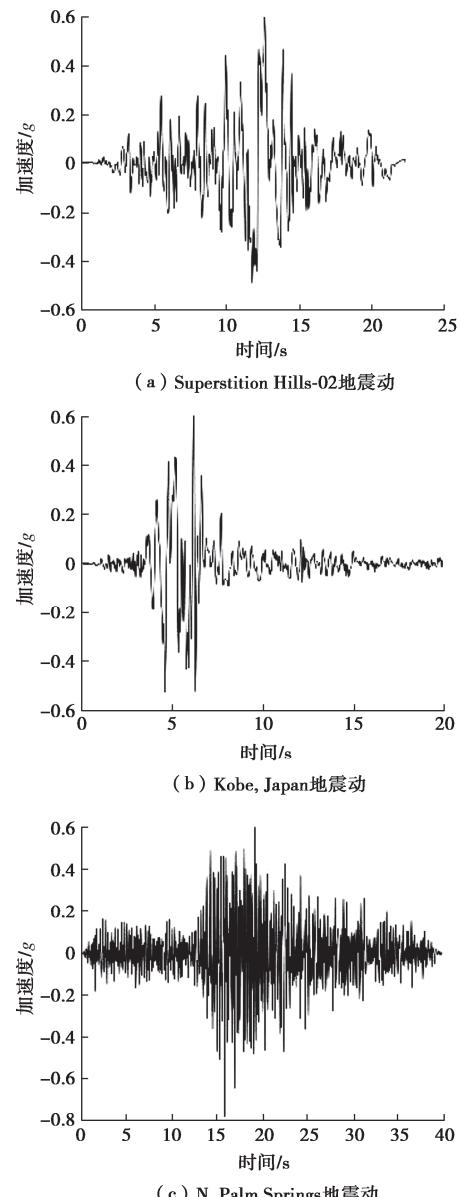


图 12 选取地震动调幅后的波形

Fig. 12 Waveforms after selecting amplitude modulation of ground motions

基于构建的能耗模型, 探究不同类型地震动对边坡永久位移的影响。依据上述的分析, 在 φ_r 较大时, β_i 对边坡影响较大, 故参数取值如下: $\gamma=22 \text{ kN/m}^3$, $H=60 \text{ m}$, $\alpha=0^\circ$, $d=15 \text{ m}$, $c_r=150 \text{ kPa}$, $\varphi_r=30^\circ$, $\delta=15^\circ$, $K_c=0.3$, $K_\varphi=0.6$, 取 $a_i=1/3$ ($i=1, 2, 3$), $\beta_i=60^\circ, 50^\circ, 40^\circ$ (凸面坡); $\beta_i=60^\circ, 55^\circ, 65^\circ$ (上凹下凸面坡); $\beta_i=40^\circ, 50^\circ, 65^\circ$ (凹面坡); $\beta_i=40^\circ, 50^\circ, 80^\circ$ (上凸下凹面坡); $\beta_i=50^\circ, 50^\circ, 50^\circ$ (直线坡) ($i=1, 2, 3$) 5 种边坡进行分析。

如图 13 可知, 脉冲地震动相比非脉冲地震动启动时间更早且持续时间更短, 但永久位移显著, 由此可以体现脉冲地震动对边坡稳定性的影响更加显著。在相同坡面顺倾边坡下, 边坡在强脉冲地震动下的永久位移是远场非脉冲地震动下的 32~35 倍, 说明脉冲型地震动对边坡的稳定性影响非常显著。此外, 在脉冲地震动作用下, 坡面形状对边坡的稳定性影响也非常显著, 在不同边坡类型的坡面下, 强脉冲地震下凸面坡的永久位移与凹面坡的永久位移最大差值为 27.9 cm, 而非脉冲地震动下最大差值仅为 1.11 cm。

3.4 非规则坡面顺倾边坡抗滑桩加固位置的影响

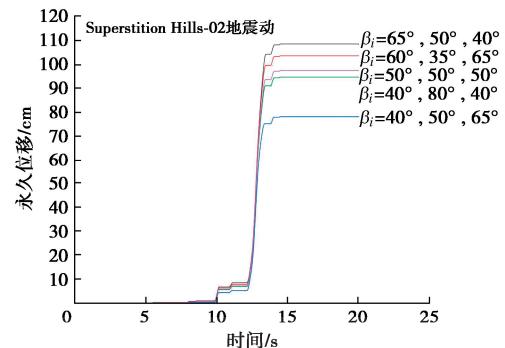
由于地震动下单一的永久位移指标并不能很好的反应抗滑桩最优的加固位置, 本文提出一种新的判别方式来进行评判, 具体思想是以最小的桩长的改变率来获取最大的永久位移减小率:

$$Z = \frac{|h_{p2} - h_{p1}|/h_{p2}}{d_1 - d_2/d_1} \quad (40)$$

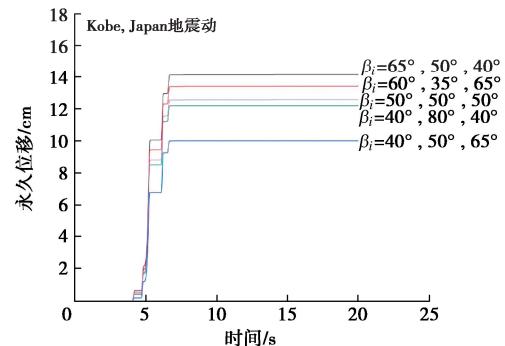
式中: Z 为无量纲参数, 越趋向于 0 加固效果越好, h_{p2} 、 h_{p1} 为相邻桩位置潜在滑裂面以上的距离, d_1 为 h_{p1} 加固下边坡最大永久位移值, d_2 为 h_{p2} 加固下边坡最大永久位移值。选取以上 3 种地震动及五种边坡参数进行分析。抗滑桩加固位置取 $x_p/x_i=0\sim1$, 取桩间距 $D_1/D=5$, 参数分析结果如下。

如图 14 所示, 随 x_p/x_i 的增大, Z 值逐渐趋于 0, 考虑到临界桩长的影响, 加固位置应选在曲线趋于 0 的拐点处为最优。上凸下凹面坡在 $x_p/x_i=0.6$ 之后变化幅度基本不变, 故应选在 $x_p/x_i=0.6\sim0.7$ 处加固最优, 其他四种边坡变化幅度在 $x_p/x_i=0.4$ 之后比较小, 基本趋于 0, 故应选在 $x_p/x_i=0.4\sim0.6$ 处加固最优。综上所述, 在一定条件下, 上凸下凹面坡在地震作用下加固在中部偏上最优, 凹面坡、凸面坡、上凹下凸面坡及直线坡加固在中部左右最优。同时, 根据 3.1 节的参数分析可得, 边坡折线角度 a_2 和边坡折线高度 β_2 对边坡屈服加速度 a_c 影响最小。基于此, 保证对边坡影响最小的情况下可在边坡中部设置施工平台, 按照施工

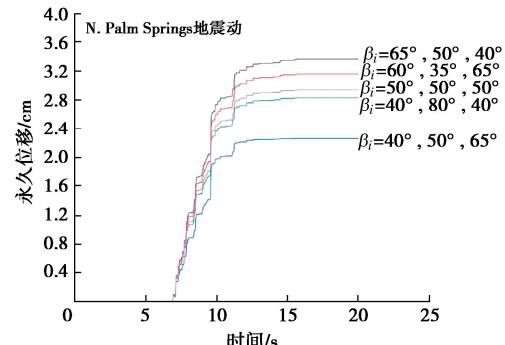
工艺对其进行抗滑桩加固。根据文献[14]对抗滑桩的设计采用混凝土现浇的方式施工。



(a) Superstition Hills-02 地震动下边坡的永久位移



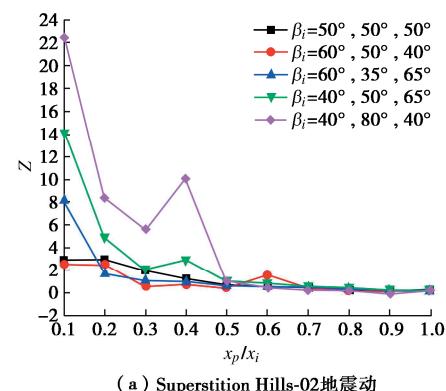
(b) Kobe, Japan 地震动下边坡的永久位移



(c) N. Palm Springs 地震动下边坡的永久位移

图 13 不同地震动下边坡的永久位移

Fig. 13 Permanent displacements of slopes under different ground motions



(a) Superstition Hills-02 地震动

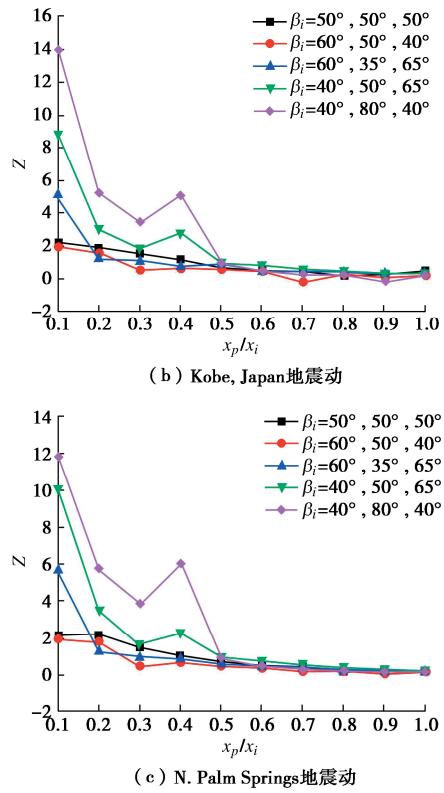


图 14 不同地震动下边坡抗滑桩最优加固位置

Fig. 14 Optimal reinforcement strategy of anti-slide piles under different ground motions

在强脉冲地震动下, 上凸下凹面坡的参数 Z 在抗滑桩位置变化下下降幅度最大, 说明抗滑桩加固位置对上凸下凹面坡的永久位移影响最为显著, 在脉冲地震动下抗滑桩加固位置对边坡的永久位移更为敏感。

4 结 论

本文开展了近断层非规则坡面顺倾边坡关键参数分析及抗滑桩最优加固位置的探究, 得到以下 4 点结论。

(1) 坡面几何特性对边坡的稳定性更依赖于边坡折线角度 β_i 的大小, 其次是折线高度 a_i 。在工程中, 边坡上部 β_3 角度较大时 (如 $\beta_3=50^\circ \sim 80^\circ$), 可优先考虑先减小 β_3 来提高边坡稳定性。

(2) 在地震动作用下, 非规则坡面顺倾边坡的黏聚力 c_r 和内摩擦角 φ_r 为边坡稳定性的主控因素; 在 $10^\circ \sim 25^\circ$ 范围内的节理倾角对凸面坡稳定性影响最大。

(3) 根据 3 种地震动的对比可知, 强脉冲地震动下边坡的永久位移是远场非脉冲地震动的 32~35 倍左右; 边坡在强脉冲地震下不同坡面之间永久位移最大减少量是非脉冲地震下永久位移最大减少量的 25 倍左右。脉冲型地震动对非规则坡面顺倾边坡的稳定性影响非常显著。

(4) 基于抗滑桩加固位置及坡体永久位移的影响分析可得, 在地震动作用下, 上凸下凹面坡抗滑桩加固在边坡中部偏上 ($x_p/x_i=0.6 \sim 0.7$) 最优。凹面坡、凸面坡、上凹下凸面坡及直线坡抗滑桩加固在边坡中部左右 ($x_p/x_i=0.4 \sim 0.6$) 最优。在脉冲地震动下, 顺倾边坡的抗滑桩加固位置对边坡的永久位移相较于非脉冲地震动下更为敏感。

利益冲突声明/Conflict of Interests: 所有作者声明不存在利益冲突。All authors disclose no relevant conflict of interest.

作者贡献/Authors' Contributions: 杨岩松和肖宇参与理论推导, 解释数据, 文章撰写; 李得建参与论文的设计, 修改, 审阅和经费支持; 程肖、俞强山、余鹏程参与论文的修改, 技术支持和经费支持。所有作者均阅读并同意最终稿件的提交。The theoretical derivation, data interpretation, and manuscript writing were conducted by YANG Yansong and XIAO Yu. The design, revision, review, and funding support were carried out by LI Dejian. The manuscript revision, technical support, and funding support were contributed by CHENG Xiao, YU Qiangshan, YU Pengcheng. All the authors have read the last version of paper and consented for submission.

参考文献:

- [1] SONG L F, YU X, XU B, et al. 3D slope reliability analysis based on the intelligent response surface methodology[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2021, 80(2): 735-749.
- [2] ZAN W B, ZHANG W J, WANG N, et al. Stability analysis of complex terrain slope based on multi-source point cloud fusion[J]. Journal of Mountain Science, 2022, 19(9): 2703-2714.
- [3] CHENG X, LI D J, ZHAO L H, et al. Optimal stability analysis of homogenous soil slopes with an irregular geometric morphology[J]. Geomorphology, 2024, 446: 109005.
- [4] GAO J. Identification of topographic settings conducive to landsliding from Dem in Nelson county, Virginia, U.S.A[J]. Earth Surface Processes and Landforms, 1993, 18(7): 579-591.
- [5] ZHANG Y B, XIANG C L, YU P C, et al. Investigation of permanent displacements of near-fault seismic slopes by a general sliding block model[J]. Landslides, 2022, 19(1): 187-197.
- [6] 李得建, 贾文韬, 程肖, 等. 阶梯状滑动断续节理顺层边

- 坡稳定性分析[J]. 岩土工程学报, 2022, **44**(11): 2125-2134. (LI Dejian, JIA Wentao, CHENG Xiao, et al. Stability of stepped sliding of bedding rock slopes with discontinuous joints[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2022, **44**(11): 2125-2134. (in Chinese))
- [7] NEWMARK N M. Effects of earthquakes on dams and embankments[J]. Geotechnique, 1965, **15**(2): 139-160.
- [8] UTILI S, ABD A H. On the stability of fissured slopes subject to seismic action[J]. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, 2016, **40**(5): 785-806.
- [9] ITO T, MATSUI T. Methods to estimate lateral force acting on stabilizing piles[J]. Soils and Foundations, 1975, **15**(4): 43-59.
- [10] LI X P, HE S M, WU Y. Seismic displacement of slopes reinforced with piles[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2010, **136**(6): 880-884.
- [11] 徐爱民, 柳群义, 朱自强, 等. 层状岩体边坡抗滑桩加固效应的数值分析[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2011, **42**(8): 2453-2458. (XU Aimin, LIU Qunyi, ZHU Ziqiang, et al. Numerical analysis for reinforcement response of pile in stratified rock slope[J]. Journal of Central South University (Science and Technology), 2011, **42**(8): 2453-2458. (in Chinese))
- [12] SHOOSHPASHA I, AMIRDEHI H A. Evaluating the stability of slope reinforced with one row of free head piles[J]. Arabian Journal of Geosciences, 2015, **8**(4): 2131-2141.
- [13] PRASSETYO S H, GUTIERREZ M, BARTON N. Nonlinear shear behavior of rock joints using a linearized implementation of the Barton-Bandis model[J]. Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering, 2017, **9**(4): 671-682.
- [14] 赖柳军. 抗滑桩加固岩质边坡稳定性影响分析[J]. 西部交通科技, 2022(9): 57-60. (LAI Liujun. Analysis of the influence of anti-slide pile reinforcement on the stability of rock slopes [J]. Western China Communications Science & Technology, 2022(9): 57-60. (in Chinese))