

DOI: 10.11779/CJGE201512021

地震作用下桩间挡土构件主动土压力极限分析方法

王明珉¹, 王桂林^{*1, 2}, 吴曙光^{1, 2}

(1. 重庆大学土木工程学院, 重庆 400045; 2. 重庆大学山地城镇建设与新技术教育部重点实验室, 重庆 400045)

摘 要: 地震作用下抗滑桩或支护桩之间挡土构件的土压力计算是工程技术人员面对的难题之一。根据一系列试验现象归纳出的桩间土体滑塌面特点, 建立了桩间挡土构件后侧土体局部失稳的三维滑动楔形体模型。通过计算三维失稳机构的内部能量耗损率和外荷载功率, 根据极限分析上限定理建立了能够考虑地震作用的桩间挡土构件主动土压力解析计算方法。将桩间挡土构件土压力计算结果与等尺寸刚性挡墙土压力对比发现, 基于三维楔形体模型得到的挡土构件主动土压力小于采用平面应变模型的挡墙主动土压力。通过分析多个水平和竖直地震加速度组合对应的桩间挡土构件主动土压力发现, 水平地震加速度与竖直地震加速度对桩间挡土构件主动土压力均有明显影响, 同时考虑双向地震作用得到的挡土构件主动土压力大于单独考虑水平或竖直地震作用时的挡土构件主动土压力。

关键词: 桩间板; 挡土板; 主动土压力; 地震土压力; 上限法

中图分类号: TU473

文献标识码: A

文章编号: 1000-4548(2015)12-2301-07

作者简介: 王明珉(1988-), 男, 新疆伊宁人, 博士研究生, 主要从事地下工程、边坡工程防灾减灾方面的研究。E-mail: cqummm@cqu.edu.cn。

Limit analysis method for seismic active pressure on sheets between anti-slide piles

WANG Ming-min¹, WANG Gui-lin^{1, 2}, WU Shu-guang^{1, 2}

(1. School of Civil Engineering, Chongqing University, Chongqing 400045, China; 2. Key Laboratory of New Technology for Construction of Cities in Mountain Area (Chongqing University), Ministry of Education, Chongqing 400045, China)

Abstract: Calculating the seismic active pressure on sheets between anti-slide piles or stabilizing piles remains a longstanding challenge for engineers and technicians. According to the characteristics of soil sliding surface between piles based on the generalization of a series of experiments, a three-dimensional sliding wedge model for the instability of local soil is established. By calculating the internal energy dissipation rate and the external load power of the three-dimensional instability mechanism, an analytical procedure for seismic active pressure calculation is proposed based on the limit analysis theorem. By comparing the seismic active pressure acting on sheets between piles with that on rigid retaining wall, it is found that the earth pressure on sheets by using the three-dimensional sliding wedge model is less than that on retaining wall by using the plane strain model. The analysis of multiple combinations of horizontal and vertical earthquake accelerations, indicates that both the horizontal seismic acceleration and the vertical earthquake acceleration have significant effect on the active earth pressure of sheets between anti-slide piles, and that the active earth pressure considering bi-directional seismic action is greater than that considering horizontal earthquake effect or vertical earthquake effect separately.

Key words: sheets between pile; lagging; active earth pressure; seismic earth pressure; upper bound method

0 引 言

抗滑桩作为一种安全可靠、受力明确、施工方便的支挡结构, 广泛应用于各类滑坡、边坡治理工程中^[1]。由于抗滑桩是一种水平方向不连续的挡土结构, 当两桩之间的土体存在临空面时, 在外荷载及自身重力的作用下桩间土可能发生局部滑塌破坏。为确保两桩之间土体的稳定性, 使支挡系统能够长期有效运行, 一般需要在两桩之间设置挡土构件。常用的桩间挡土构件包括桩间挡土板、桩间挡土墙、桩间锚杆面板护坡、

锚喷护坡等^[2]。

中国地处太平洋地震带和喜马拉雅山—地中海地震带之间, 强震分布广, 尤其是西部地区地震活动强、频度高, 在边坡(滑坡)治理及支挡结构设计时应考虑抗震设防已经成为学术界与工程界的统一认识^[3]。在进

基金项目: 国家“十二五”科技计划支撑课题(2012BAJ22B06)

收稿日期: 2014-08-25

*通讯作者

行支挡结构抗震设计时,如何计算地震作用下的土压力是工程技术人员面对的主要难题之一。

桩间挡土构件土压力计算是典型的三维问题,无法直接采用库仑土压力理论或郎肯土压力理论。目前,不考虑地震作用时,桩间挡土构件土压力计算主要有 4 种方法。

第一种是“拟化筒仓法”^[4-5]。该法基于散体力学中的 Janssen 公式,认为当挡土板设于桩前临空侧时,挡土板荷载的计算可通过拟化一个由桩、土拱和桩间支挡组成的筒仓的一个侧壁来计算其所受的静止土压力。该方法假定由桩、土拱和桩间支挡组成的筒仓侧壁不发生位移和变形。

第二种方法为“桩-板荷载分担系数法”^[6-8]。该方法通过类似于太沙基活动门的试验,得到土压力在抗滑桩与桩间挡土板之间的分配关系,据此计算桩间挡土板所受到的土压力。

第三种为“水平卸荷拱方法”^[9-10]。该方法认为桩间挡土板有一定的柔度,两桩之间的土体有一定变形。在外推力作用下,土体中形成水平方向的卸荷拱,使桩间挡土板仅承受卸荷拱内土体的压力。

第四种为数值模拟方法,通过建立桩-桩间挡土构件-土的数值模型,可分别采用有限单元法、有限差分法或离散单元法计算桩间挡土构件所受的土压力。

综观国内外公开发表的文献,目前关于地震作用下桩间挡土构件土压力计算方面的研究成果并不多见。拟化筒仓法、桩-板荷载分担系数法和水平卸荷拱方法均无法考虑地震作用,虽然数值模拟方法可以计算地震作用下的桩间挡土构件土压力,但技术难度较大、计算设备要求高,不便于大规模工程应用。

极限分析上限法是一种解决极限状态问题颇为有效的方法,已广泛应用于求解挡土墙土压力^[11]。本文尝试基于极限分析理论研究桩间挡土构件在地震作用下的主动土压力计算方法。首先从试验现象中抽象出桩间挡土构件后侧土体局部失稳的三维滑动楔形体模型;随后建立桩间土体在重力与地震作用下的三维滑动失稳机构;之后通过计算机构能量耗损率和外荷载功率,根据极限分析上限定理得到桩间挡土构件土压力解析解;最后分析了不同水平和竖直地震加速度组合情况下桩间挡土构件主动土压力的变化规律。

1 桩间土体三维滑动失稳机构

1.1 三维滑塌面模型

采用抗滑桩作为支挡结构时,为充分发挥土拱效应,使土压力更多地传递到抗滑桩上,桩间挡土构件一般选用刚度较小的薄板或采用允许发生变形的柔性

连接,也可以在桩间挡土构件靠近土体一侧设置柔性垫层。在重力等外荷载作用下,桩间土体会形成一个滑动楔形体,并向桩间临空面方向移动。当滑动楔形体达到主动极限平衡状态时,桩间挡土构件上所受土压力即为主动土压力。

需要注意的是,桩间土体局部破坏和被支护土体的整体破坏不一定同时发生。因此当桩间局部土体形成三维滑动土楔时,被支护土体整体不一定达到极限状态,此时作用在桩上的土压力也未达到其临界荷载。

桩间土体形成的滑动楔形体为一空间实体,不能简化为平面应变问题,需要建立三维模型。文献[12]通过对悬臂式抗滑桩桩间土体滑塌失稳现象开展系列试验研究,抽象出桩间土体局部失稳的三维滑塌面模型如图 1 所示。本文基于该模型计算作用于桩间挡土构件上的主动土压力。

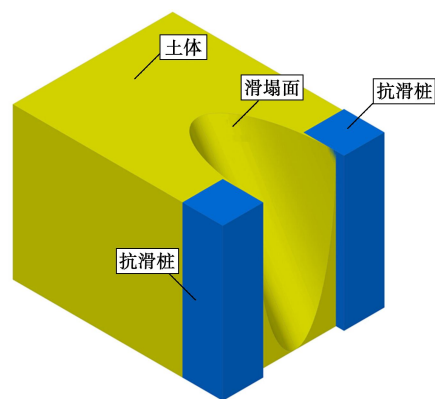


图 1 桩间土体三维滑塌面模型

Fig. 1 Three-dimensional sliding surface model for soil between piles

该模型中的滑塌面采用母线沿准线平移的方法生成(图 2)。其中准线为滑塌面与土体顶面的交线,用抛物线 AE_0B 表示;母线为滑塌面与平行于坐标平面 yoz 的竖直面的交线,采用与竖直面 xoz 夹角为 β 的直线 E_iG_i 表示,每一根母线与桩后土体顶面的交点(E_i)都在准线 AE_0B 上。桩间对称截面上母线 E_0G_0 的端点 G_0 位于桩间土体临空面(即挡土板与土体的界面)的下边缘。图 2 所示模型中,临空面高度为 h ,桩间净距为 w ,土体重度为 γ 。

桩间挡土构件与土体的界面、土体顶面和三维滑塌面所围成的几何实体即为桩间土体滑动楔形体。

1.2 失稳机构受力分析及速度相容关系

地震对临空岩土体稳定性的影响表现为触发效应和累积效应两个方面^[13]。对于桩间临空土体而言,触发效应为主导,表现为地震作用诱发桩间土体瞬间滑塌。考虑到滑动楔形体分布范围有限,周围约束较为完备,自身动力特性不明显,采用时间一致性假设,

将地震作用等效为水平方向和竖直方向的地震惯性力, 施加在滑动楔形体上, 并假设重力及地震惯性力作用的结果是使滑动楔形体相对于桩间挡土构件向下和向外滑动。虽然将地震作用这一动态随机过程用施加在滑动楔形体上的惯性力来表征, 存在高估或低估地震作用的可能, 但这种简化方法(拟静力法)在如今的工程实践中, 仍不失为一种有效衡量地震作用的手段^[14-17]。用惯性力表征地震作用, 其有效性主要取决于是否能够科学合理地选择地震加速度系数, 而这一问题目前是地震工程学研究的重点问题之一。

设水平地震惯性力与滑动楔形体重力之比为 k_h , 竖直地震惯性力与滑动楔形体重力之比为 k_v (k_h/k_v 为水平和竖直地震加速度比)。

滑动楔形体的速度 v 与母线的夹角为 φ 。忽略桩间挡土构件与土体之间的摩擦, 则桩间挡土构件对滑动楔形体的反作用力 P 水平作用在楔形体上。

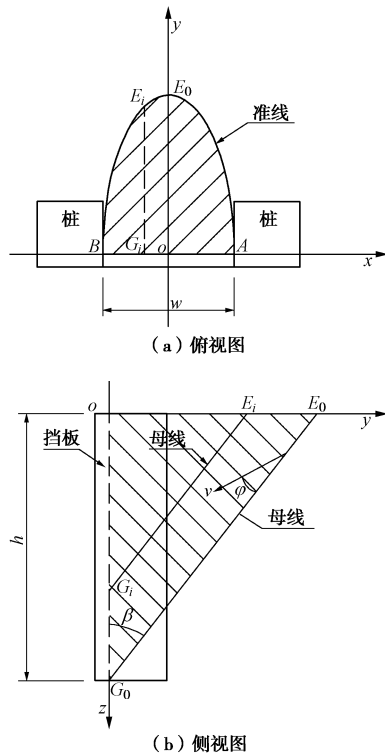


图 2 三维滑动失稳机构俯视图及侧视图

Fig. 2 Top and side views of three-dimensional sliding wedge model

2 失稳机构的内部能量耗损率和外荷载功率

2.1 内部能量耗损率

滑动失稳机构的内部能量耗损率由三维滑塌面上的能量耗损和桩间挡土构件—滑动楔形体界面上的能量耗损组成。本文忽略挡土板与土体之间的摩擦,

因此只需要计算三维滑塌面上的能量耗损率。

直接计算三维滑塌面上的能量耗损率较为困难, 基于微分思想对滑动楔形体进一步处理。以桩间对称面为界面取滑动楔形体的一半作为研究对象, 作一组竖直面将其分为 n 个薄片, 每一薄片的宽度为 $(w/2n)$ 。各竖直面与准线 AE_0B 相交的交点命名为 E_0, E_1, \dots, E_n 。过 E_0, E_1, \dots, E_n 作与 xoz 竖直面夹角为 β 的斜面, 从而形成以直角折线来近似准线的空间滑动折面(图 3)。

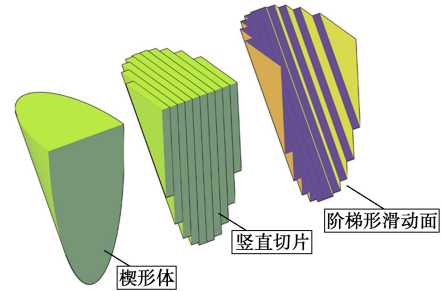


图 3 三维滑动面简化过程

Fig. 3 Simplified process of three-dimensional sliding surface

进行上述近似处理之后, 滑塌面上的能量耗损率 D 转变为计算空间滑动折面平行于母线的部分能量耗损率 D_i 和空间滑动折面竖直部分能量耗损率。

结合图 2, 3 所示模型, 设准线方程为

$$y_i = ax_i^2 + b \quad (1)$$

式中, 常数 a 与 b 可由待定系数法求得, $a = -\frac{4h \tan \beta}{w^2}$, $b = h \tan \beta$ 。

进一步得到以下几何关系:

$$OE_i = -\frac{4h \tan \beta}{w^2} \left(i \cdot \frac{w}{2n}\right)^2 + h \tan \beta \quad (2)$$

$$E_0G_0 = \sqrt{h^2 + (h \tan \beta)^2} \quad (3)$$

$$OE_0 = h \tan \beta \quad (4)$$

$$E_iG_i = h \left(1 - \frac{i^2}{n^2}\right) \sqrt{1 + \tan^2 \beta} \quad (5)$$

$$OG_i = h \left(1 - \frac{i^2}{n^2}\right) \quad (6)$$

基于关联流动法则, 空间滑动折面倾斜部分能量耗损率可以由该面的面积 $E_iG_i \cdot \frac{w}{2n}$ 与黏聚力 c 及切向速度 $V \cos \varphi$ 的连乘积得到。每个倾斜滑动条面的能量耗损率为

$$D_i = E_iG_i \cdot \frac{w}{2n} \cdot v \cos \varphi \cdot c \quad (7)$$

计算空间滑动折面竖直部分能量耗损率时, 由于刚体速度 v 平行于坐标平面 $yo z$, 速度 v 与滑面的夹角为 0 , 不满足库仑材料对窄过渡层的要求, 因此将其看作 Tresca 材料窄过渡层。根据 Tresca 材料窄过渡

层计算竖直窄条滑动面的能量耗散率之和为

$$D_{OEG} = \frac{1}{2} OE_0 \cdot OG_0 \cdot v \cdot c \quad (8)$$

由以上推导可得,对于图2所示的平移失稳机构,沿滑动面的总能量耗损率 D 为

$$D = 2 \cdot \left(\sum_{i=0}^{n-1} D_i + \frac{1}{2} OE_0 \cdot OG_0 \cdot v \cdot c \right) = 2 \cdot \left[\sum_{i=0}^{n-1} \left(E_i G_i \cdot \frac{w}{2n} \cdot v \cos \varphi \cdot c \right) + \frac{1}{2} OE_0 \cdot OG_0 \cdot v \cdot c \right] \quad (9)$$

由于库仑材料窄过渡层过大地估计了土体的剪胀现象,而 Tresca 材料窄过渡层忽略了土体的剪胀现象^[1],以上计算中将空间滑动折面倾斜部分和竖直部分看作不同的窄过渡层所导致的误差能够部分抵消。

2.2 外荷载功率

由前述计算模型可得,滑动楔形体每一薄片重力做功的功率 W_{gi} 为

$$W_{gi} = \frac{1}{2} OE_i \cdot OG_i \cdot \frac{w}{2n} \cdot \gamma \cdot v \cos(\varphi + \beta) \quad (10)$$

滑动楔形体重力做功的总功率 W_g 为

$$W_g = 2 \cdot \sum_{i=0}^{n-1} W_{gi} = 2 \cdot \sum_{i=0}^{n-1} \left[\frac{1}{2} OE_i \cdot OG_i \cdot \frac{w}{2n} \cdot \gamma \cdot v \cos(\varphi + \beta) \right] \quad (11)$$

每一薄片地震惯性力做功的功率 W_{ei} 等于水平地震惯性力功率与竖直地震惯性力功率之和:

$$W_{ei} = [k_h \cdot \sin(\varphi + \beta) + k_v \cdot \cos(\varphi + \beta)] \cdot \frac{1}{2} OE_i \cdot OG_i \cdot \frac{w}{2n} \cdot \gamma \cdot v \quad (12)$$

滑动楔形体地震惯性力做功的功率 W_e 为

$$W_e = 2 \cdot \sum_{i=0}^{n-1} W_{ei} = 2 \cdot \sum_{i=0}^{n-1} \left\{ \frac{1}{2} OE_i \cdot OG_i \cdot \frac{w}{2n} \cdot \gamma \cdot v \cdot [k_h \cdot \sin(\varphi + \beta) + k_v \cdot \cos(\varphi + \beta)] \right\} \quad (13)$$

桩间挡土构件对楔形体的反作用力做功的功率为

$$W_p = -Pv \sin(\beta + \varphi) \quad (14)$$

至此,失稳机构的内部能量耗损率和外荷载功率的计算式均已列出,即可根据上限定理求解桩间挡土构件受到的主动土压力。

3 桩间挡土构件主动土压力上限解

使内部能量耗损率与外荷载功率相等,则

$$2 \cdot \left[\sum_{i=0}^{n-1} \left(E_i G_i \cdot \frac{w}{2n} \cdot v \cos \varphi \cdot c \right) + \frac{1}{2} OE_0 \cdot OG_0 \cdot v \cdot c \right] =$$

$$2 \cdot \sum_{i=0}^{n-1} \left\{ \frac{1}{2} OE_i \cdot OG_i \cdot \frac{w}{2n} \gamma v [\cos(\varphi + \beta) + k_h(\varphi + \beta) + k_v \cos(\varphi + \beta)] \right\} - P v \sin(\beta + \varphi) \quad (15)$$

将式(2)~(6)所示几何关系代入式(15)可得

$$2\sqrt{1 + \tan^2 \beta} \cdot \cos \varphi \cdot c \cdot w \sum_{i=0}^{n-1} \left[\left(1 - \frac{i^2}{n^2} \right) \cdot \frac{1}{n} \right] + 2 \tan \beta \cdot h \cdot c = h \tan \beta \gamma w [\cos(\varphi + \beta) + k_h \sin(\varphi + \beta) + k_v \cos(\varphi + \beta)] \cdot \sum_{i=0}^{n-1} \left[\left(1 - \frac{i^2}{n^2} \right)^2 \cdot \frac{1}{n} \right] - P \sin(\varphi + \beta) \quad (16)$$

当 n 趋向于无穷大时,

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \sum_{i=0}^{n-1} \left[\left(1 - \frac{i^2}{n^2} \right) \cdot \frac{1}{n} \right] = \frac{2}{3} \quad (17)$$

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \sum_{i=0}^{n-1} \left[\left(1 - \frac{i^2}{n^2} \right)^2 \cdot \frac{1}{n} \right] = \frac{8}{15} \quad (18)$$

将式(17)、(18)代入式(16)得

$$P = \left\{ \frac{8}{15} h \tan \beta \gamma \cdot w [\cos(\varphi + \beta) + k_h \sin(\varphi + \beta) + k_v \cos(\varphi + \beta)] - \frac{4}{3} \sqrt{1 + \tan^2 \beta} \cdot \cos \varphi \cdot c \cdot w - 2 \tan \beta \cdot h \cdot c \right\} / \sin(\varphi + \beta) \quad (19)$$

通过给定几何参数和物理参数以及地震参数 (k_h 和 k_v),根据式(19)可以计算出对于不同的假想失稳机构 (β 不同),外力所做的功率等于内部能量耗损率时的桩间挡土板土压力 P 。绘制出 β 角与桩间挡土板土压力 P 的关系曲线,则该曲线最高点对应的 β 角为滑动楔形体最不稳定的状态,相应的 P 即为桩间挡土构件主动土压力,将其记为 P_{ae} 。

由于式(19)对应的三维滑动楔形体是在土拱效应与抗滑桩对桩间土的约束下形成的,因此需要对桩间净距 w 的取值加以限制。参考土拱效应的研究成果,初步设定式(19)的适用范围为桩间净距 w 不大于桩宽(或桩径)的3倍。

4 算例分析与结果对比

4.1 算例

以某切方边坡支护系统为例。已知坡顶水平,采用支护桩与桩间挡土墙结合的支挡系统。支护桩横截面为长 1.0 m 宽 1.0 m 的矩形,桩强度与刚度较大,可以视为刚体。桩间挡土墙的作用主要在于避免桩间土体发生局部破坏,因此允许其发生一定位移,从而使作用在桩间挡土墙上的土压力接近于主动土压力。桩间挡土墙高度 $h=4.0$ m,支护桩净距 $w=1.8$ m。被支护土体为粉细砂,内摩擦角 $\varphi=24^\circ$,土体黏聚力 $c=1.1$

kPa, 土体重度 $\gamma = 16.0 \text{ kN/m}^3$ 。

首先在式 (19) 中将 k_h 和 k_v 取为 0, 计算不考虑地震作用时作用在桩间挡墙上的主动土压力。绘制 $P - \beta$ 曲线如图 4 所示。

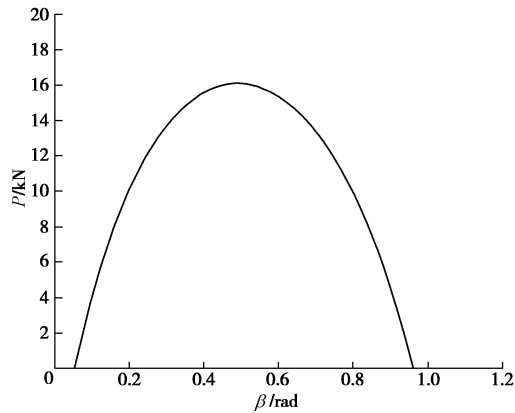


图 4 $P - \beta$ 关系曲线

Fig. 4 Relationship between P and β

从图 4 中可以看出, P 的最大值为 16.1 kN, 即为作用在桩间挡土墙上的主动土压力。

为验证计算模型的正确性, 采用三维有限差分软件 FLAC^{3D} 建立数值模型如图 5 所示。

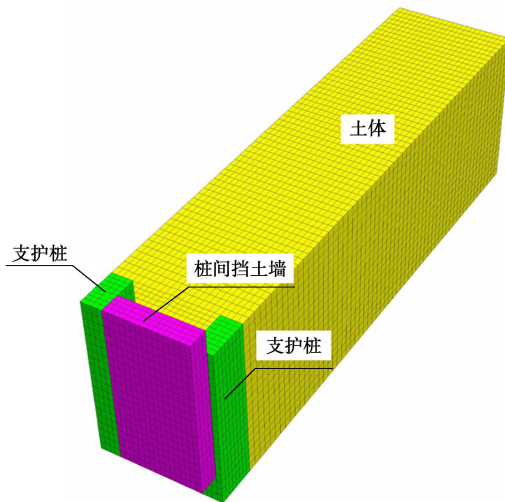


图 5 数值模型

Fig. 5 Numerical model

图 5 所示模型中, 桩间挡土墙厚度为 0.5 m。支护桩与土体之间、桩间挡土墙与土体之间均建立无厚度的三角形接触单元。模型左右两侧为对称边界, 只受法向约束; 模型远离桩间挡土墙一侧为切断面边界, 只受法向约束。为确保切断面边界不会显著影响土压力计算结果, 桩后土体范围取 12.0 m。土体底面同时受到法向和切向约束。不考虑支护桩与桩间挡土墙的变形, 将其视为刚体。

首先将支护桩与桩间挡土墙均固定, 让土体在重力作用下进行若干次循环计算, 形成自重应力场, 此时作用在桩间挡土墙上的土压力为静止土压力。随后

控制桩间挡土墙向临空一侧移动微小距离 Δs , 通过迭代运算使模型达到平衡状态, 提取桩间挡土墙表面的正应力数值。每次移动桩间挡土墙后都记录作用在其表面的土压力, 可以发现土压力数值随着挡土墙位移的增大逐渐降低。绘制桩间挡土墙表面的土压力 P 随挡土墙位移 s 的变化曲线如图 6 所示, 可以看出土压力逐渐减小, 并趋于一定值。可以将该定值认为是桩间挡土墙受到的主动土压力。

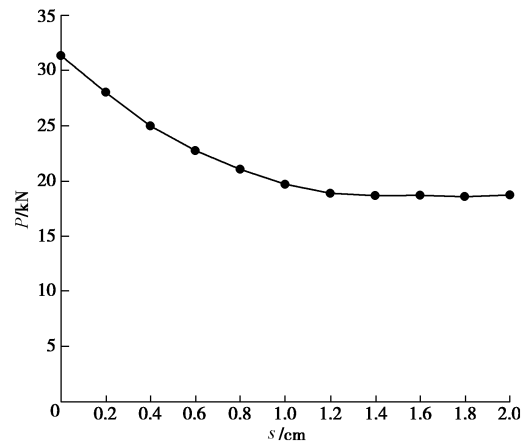


图 6 $P - s$ 关系曲线

Fig. 6 Relationship between P and s

从图 6 可以看出, 数值模拟得到的桩间挡土墙主动土压力略大于理论分析结果, 其原因在于数值模拟得到的主动土压力是通过 $P - s$ 曲线的变化规律得出的, 并不能完全对应于桩间土体的主动极限平衡状态。

4.2 桩间挡土墙主动土压力三维计算结果与二维计算结果的对比

文献[18]提出一种地震作用下刚性挡墙的主动土压力计算方法。对于每延米的刚性挡墙, 作用在墙体上的土压力 P 可以表示为

$$P = \frac{1}{2} \gamma H^2 (1 - k_v) \frac{\left[\cos(\varphi - \theta) - \frac{\sin(\varphi - \theta)}{\tan \alpha} \right]}{\cos \theta (\cos \varphi + \tan \alpha \sin \varphi)} - \left[\frac{cH \cos \varphi (1 + \tan^2 \alpha)}{\tan \alpha (\cos \varphi + \tan \alpha \sin \varphi)} \right], \quad (20)$$

式中, $\theta = \arctan \left(\frac{k_h}{1 - k_v} \right)$, α 为滑动面与水平面的夹角。

当 P 的表达式关于 α 取得最大值时, 即可得到挡土墙的主动临界荷载, 即地震作用下挡土墙的主动土压力。采用与本文算例中桩间挡土板相同的几何尺寸和土体参数, 取水平地震加速度系数 $k_h = 0.15$, 竖直地震加速度系数 $k_v = 0.10$ 。根据文献[18]所述二维方法算得的挡土墙的主动土压力 $P_{ac} = 103.6 \text{ kN}$ 。

为研究桩间挡土墙主动土压力三维计算结果与

二维计算结果之间的差异，在保持其他参数不变的情况下，将算例中的桩间净距 w 从 0.6 m 开始，等间距增大至 3.0 m，将计算结果绘制在坐标系中如图 7 所示。

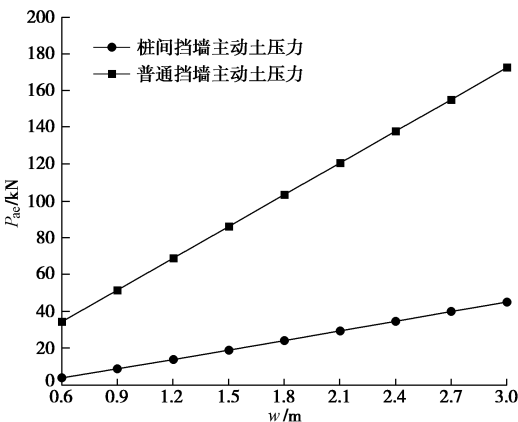


图 7 P_{ae} - w 关系曲线

Fig. 7 Relationship between P_{ae} and w

对比采用三维模型计算得到的桩间挡土墙主动土压力与二维模型计算得到的挡土墙主动土压力可以发现，以桩间土体三维滑动破坏模式为基础的桩间挡土墙主动土压力显著小于不考虑支护桩影响的二维模型计算结果。由此可见，土拱效应及支护桩的约束作用，可以明显降低桩间挡土构件承受的主动土压力。

4.3 水平和竖直地震加速度对桩间挡土构件主动土压力的影响

根据地震工程学的研究成果，远场地震和近场地震作用下，地震动加速度峰值具有不同的优势方向^[19]。为研究不同的地震加速度系数组合对桩间挡土构件主动土压力的影响，绘制几何参数和土体参数不变的情况下，主动土压力 P_{ae} 与 k_h ， k_v 的三维曲面如图 8 所示。

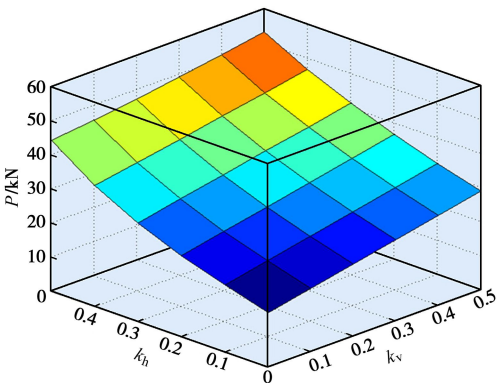


图 8 P_{ae} - k_h - k_v 关系曲面

Fig. 8 Relationship among P_{ae} and k_h , k_v

从图 8 中可以看出，考虑地震作用时的桩间挡土构件主动土压力大于不考虑地震作用时的挡土构件主动土压力。水平地震加速度系数或竖直地震加速度系

数的增大均会导致挡土构件主动土压力增大。水平地震加速度系数对挡土构件主动土压力的影响较竖直地震加速度系数的影响更为显著。同时考虑水平和竖直向地震作用得到的挡土构件主动土压力大于单独考虑水平或竖直向地震作用时的挡土构件主动土压力。

5 结 论

(1) 本文根据试验现象中抽象出的桩间土体滑塌失稳特征，基于极限分析上限法建立了能够考虑地震作用的桩间挡土构件主动土压力解析计算方法。

(2) 采用三维有限差分软件 FLAC^{3D} 建立数值分析模型，验证了桩间挡土构件主动土压力计算结果的正确性。

(3) 通过对比采用三维模型得到的地震作用下桩间挡土墙主动土压力计算结果与二维模型得到的挡土墙土压力值，发现桩间挡土墙主动土压力小于简化为平面应变问题的等尺寸挡土墙主动土压力，其原因在于三维模型能够在一定程度上反映出土拱效应及抗滑桩约束作用对桩间挡土构件土压力的降低。

(4) 通过分析水平和竖直地震加速度比对桩间挡土构件主动土压力的影响发现，水平地震加速度与竖直地震加速度对挡土构件主动土压力均有明显影响，同时考虑双向地震作用得到的挡土构件主动土压力值大于单独考虑水平或竖直向地震作用时的挡土构件主动土压力值。

参考文献:

[1] 张永兴. 边坡工程学[M]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2008. (ZHANG Yong-xing. Slope engineering[M]. Beijing: China Architecture and Building Press, 2008. (in Chinese))

[2] 刘 彬, 程心意, 孟照蔚, 等. 抗滑桩桩间支护结构分析[J]. 资源环境与工程, 2013, 27(4): 509 - 512. (LIU Bin, CHENG Xin-yi, MENG Zhao-wei, et al. Study on the retaining structure between anti-slide piles[J]. Resources Environment & Engineering, 2013, 27(4): 509 - 512. (in Chinese))

[3] 姚令侃, 冯俊德, 杨 明. 汶川地震路基震害分析及对抗震规范改进的启示[J]. 西南交通大学学报, 2009, 44(3): 301 - 311. (YAO Ling-kan, FENG Jun-de, YANG Ming. Damage analysis of subgrade engineering in wenchuan earthquake and recommendations for improving seismic design code[J]. Journal of Southwest Jiaotong University, 2009, 44(3): 301 - 311. (in Chinese))

[4] DB 50/5029—2004 地质灾害防治工程设计规范[S]. 重庆, 2004. (DB 50/5029—2004 Code for design of geological

- hazards prevention and treatment engineering[S]. Chongqing, 2004. (in Chinese))
- [5] PERKO H A, BOULDEN J J. Lateral earth pressure on lagging in soldier pile wall systems[J]. The Journal of the Deep Foundations Institute, 2008, **2**(1): 52 - 60.
- [6] TERZAGHI K. Theoretical soil mechanics[M]. New York: John Wiley & Son, 1943.
- [7] BOSSCHER P J, GRAY D H. Soil arching in sandy slopes[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1986, **112**(6): 626 - 645.
- [8] TIEN H J. A literature study of the arching effects[D]. Massachusetts: Massachusetts Institute of Technology, 1996.
- [9] 叶晓明. 柱板结构挡土墙板上的土压力计算方法[J]. 地下空间, 1999, **19**(2): 142 - 146. (YE Xiao-ming. Calculation of soil pressure on column-panel structure type retaining wall[J]. Underground Space, 1999, **19**(2): 142 - 146. (in Chinese))
- [10] 叶晓明, 孟凡涛, 许年春. 土层水平卸荷拱的形成条件[J]. 岩石力学与工程学报, 2002, **21**(5): 745 - 748. (YE Xiao-ming, MENG Fan-tao, XU Nian-chun. Formation condition of horizontal unloading arch in soil layer[J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2002, **21**(5): 745 - 748. (in Chinese))
- [11] CHEN W F. Limit analysis and soil plasticity[M]. Amsterdam: Elsevier Science, 1975.
- [12] 张永兴, 王明珉, 刘杰, 等. 无挡板悬臂式抗滑桩桩间土体稳定性上限分析[J]. 岩土工程学报, 2014, **36**(1): 118 - 125. (ZHANG Yong-xing, WANG Ming-min, LIU Jie, et al. Upper bound limit analysis of stability of soils between unbaffled cantilever anti-slide piles[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2014, **36**(1): 118 - 125. (in Chinese))
- [13] 刘红帅, 薄景山, 刘德东. 岩土边坡地震稳定性分析研究评述[J]. 地震工程与工程振动, 2005, **25**(1): 164 - 171. (LIU Hong-shuai, BO Jing-shan, LIU De-dong. Review on study of seismic stability analysis of rock-soil slopes[J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2005, **25**(1): 164 - 171. (in Chinese))
- [14] SEED H B. Considerations in the earthquake-resistant design of earth and rockfill dams[J]. Géotechnique, 1979, **29**(3): 215 - 263.
- [15] AUSILIO E, CONTE E, DENTE G. Seismic stability analysis of reinforced slopes[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2000, **19**(3): 159 - 172.
- [16] LESHCHINSKY D, SAN K C. Pseudostatic seismic stability of slopes: design charts[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1994, **120**(9): 1514 - 1532.
- [17] GRECO V R. Analytical solution of seismic pseudo-static active thrust acting on fascia retaining wall[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014, **57**(2): 25 - 36.
- [18] SHUKLA S K, GUPTA S K, SIVAKUGAN N. Active earth pressure on retaining wall for c - ϕ soil backfill under seismic loading condition[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2009, **135**(5): 690 - 696.
- [19] 李承亮, 冯春, 刘晓宇. 拟静力方法适用范围及地震力计算[J]. 济南大学学报(自然科学版). 2011, **25**(4): 431 - 436. (LI Cheng-liang, FENG Chun, LIU Xiao-yu. The application range of pseudo-static method and the calculation of earthquake force[J]. Journal of University of Jinan(Science and Technology), 2011, **25**(4): 431 - 436. (in Chinese))