

# 刚性挡墙绕底部转动模式下有限土体非极限状态 地震土压力

陕 耀<sup>1,2</sup>, 董雅丞<sup>1,2</sup>, 周 彤<sup>1,2</sup>, 吴遥杰<sup>1,2</sup>, 黄嘉祺<sup>2</sup>, 巫立宇<sup>2</sup>

(1. 同济大学上海市轨道交通结构耐久与系统安全重点实验室, 上海 201804; 2. 同济大学 交通学院, 上海 201804)

**摘要:** 为探明刚性挡墙绕底部转动(RB)模式下有限土体非极限状态地震土压力变化规律, 基于水平微分单元法和拟动力法, 推导出 RB 模式下挡墙间有限土体非极限状态地震土压力计算式, 同时建立了对应的数值算法。实例分析显示, 有限土地震主动土压力表现出随时间变化的周期性特征与随深度变化的非线性特征, 计算结果与振动台试验结果有良好的 consistency。参数分析表明, 地震侧土压力随初始内摩擦角的增加、墙底位移比的增加以及地震加速度系数的降低明显减小, 地震土压力合力大小主要受初始内摩擦角和墙底位移比的影响, 地震加速度系数则主要改变合力幅值, 仅采用拟静力法进行的强震条件下挡墙抗震设计偏于不安全。研究结果可为实际工程中挡土结构抗震设计提供理论指导。

**关键词:** 地震土压力; 非极限状态; 微分单元法; 挡土墙位移; 拟动力法

中图分类号: TU432

文献标志码: A

## Non-limit State Seismic Earth Pressure for Limited Soil Under Rigid Retaining Wall Rotation Around the Bottom

SHAN Yao<sup>1,2</sup>, DONG Yacheng<sup>1,2</sup>, ZHOU Tong<sup>1,2</sup>, WU Yaojie<sup>1,2</sup>, HUANG Jiaqi<sup>2</sup>, WU Liyu<sup>2</sup>

(1. Shanghai Key Laboratory of Rail Infrastructure Durability and System Safety, Tongji University, Shanghai 201804, China; 2. College of Transportation, Tongji University, Shanghai 201804, China)

**Abstract:** To investigate the variation of seismic earth pressure in limited soil under the rigid retaining wall base rotation (RB) mode at non-limit state, a seismic earth pressure calculation formula was derived based on the horizontal differential unit method and the pseudo-dynamic method. The corresponding numerical algorithm

was also established. Example analysis shows that the seismic active earth pressure in limited soil exhibits periodic characteristics with time and nonlinear variations with depth, and the calculation results are in good agreement with the results of shaking table tests. Parameter analysis indicates that the seismic earth pressure decreases significantly with the increase of initial internal friction angle, wall base displacement ratio, and the decrease of seismic acceleration coefficient. The total seismic earth pressure is primarily influenced by the initial internal friction angle and wall base displacement ratio, while the seismic acceleration coefficient mainly affects the magnitude of the resultant force. It is shown that the seismic design adopting only the pseudo-static method tends to be unsafe under strong earthquake conditions. This method offers valuable theoretical insights for the seismic design of retaining structures in practical engineering applications.

**Keywords:** seismic earth pressure; non-limit state; differential unit method; retaining wall displacement; pseudo-dynamic method

地震是一种突发性强、破坏性大、影响面广的自然灾害, 中国国家地震科学数据中心测定, 截至 12 月 31 日, 2024 年我国共发生 5.0 级以上地震 73 次, 严重影响地下结构的正常功能<sup>[1-3]</sup>。挡土墙作为最常见的岩土支挡结构, 因其良好的防渗透与结构支撑功能而被广泛应用于交通路基、边坡支护等实际工程中<sup>[4]</sup>, 确定地震状况下挡墙后的土压力分布规律, 是保证地下工程韧性和使用品质的前提条件<sup>[5-6]</sup>, 同时也是岩土工程领域的基础科学问题之一。

收稿日期: 2024-11-05

基金项目: 国家自然科学基金(52378458)

第一作者: 陕 耀, 研究员, 工学博士, 主要研究方向为轨道交通线路系统动力学、路基沉降控制、基坑工程。

E-mail: shanyao@tongji.edu.cn

通信作者: 董雅丞, 博士生, 主要研究方向为岩土工程、地下工程。E-mail: 2310809@tongji.edu.cn



论文  
拓展  
介绍

地震主动土压力是挡墙抗震设计时的主要荷载,由于地震条件下的“墙-土”相互作用较为复杂,因此岩土工程设计中主要采用基于经典土压力理论的拟静力法(即 Mononobe-Okabe 理论)。拟静力法假定地震惯性力与地震周期无关,且挡墙和填土的位移足够大,土体能达到极限平衡状态,通过在静力原理框架内计算地震惯性力进行简化求解。虽然拟静力法拥有计算简便的优点,但是没有考虑地震时间、相位差以及地震加速度系数的影响,且对土体剪切模量为无穷大的假定与实际不符<sup>[7]</sup>。针对这些缺点,剑桥大学 Steedman 等<sup>[8-9]</sup>在 Mononobe-Okabe 理论基础上提出了拟动力法,假设地震加速度随深度与时间呈正弦变化且滑移面范围内土体剪切模量为有限值,计算结果与离心机试验结果吻合良好,更合理地描述了地震荷载的影响。现阶段,针对半无限空间内极限位移状态下地震土压力的研究成果颇多<sup>[10-13]</sup>,但随着城市地下空间的日益开发,实际工程临近建筑物或已有基岩施工时,时常遭遇挡土结构物间存在有限土体的工况。基于半无限空间假设的地震土力学理论所得计算结果无法同时满足具体工程的安全性与经济性问题,非极限状态土压力问题日益突出<sup>[2,7,14-18]</sup>。Lou 等<sup>[19]</sup>和 Bang<sup>[20]</sup>指出,土体从静止状态至极限状态的过程是渐进性发展的,过程中存在非极限状态,且墙体位移模式和大小均会对土压力造成影响。龚慈<sup>[21]</sup>对不同位移模式下挡土墙位移与土体内摩擦角渐近发挥值间的联系展开研究,探讨内摩擦角渐近发挥值对土压力的影响。徐日庆等<sup>[11]</sup>考虑了墙体位移发展导致的土拱效应,建立了有限土体非极限状态下主动土压力的解析计算式。黄睿等<sup>[16]</sup>考虑了挡墙位移效应的影响,针对挡墙平移模式(T模式)下的刚性挡墙分别采用拟静力和拟动力方法计算了地震非极限主动土压力。王浩等<sup>[15]</sup>采用拟动力法和剪切梁理论建立了边坡水平地震运动方程,并计算了挡墙后地震土压力的分布形式。

综上,采用拟静力法所得的地震土压力结果不能合理地表达地震荷载的动力特性;既有拟动力法地震土压力研究中鲜有考虑挡墙位移的影响,土体黏聚力与内摩擦角随墙体位移发展的渐进发挥过程并未被合理表达;无论采用拟静力法还是采用拟动力法进行地震土压力推导时,均假定挡土墙后土体滑动面为一平面,这与实际中的曲面滑裂面有所差别;挡墙不同位移模式下主动土压力的渐近演化规

律不尽相同,但既有研究多基于挡墙平移模式(T模式)开展,挡墙绕底部转动模式(RB模式)下土体强度参数的发挥特性明显异于T模式。因此,现有RB模式下的地震土压力计算理论仍需进一步完善。

为此,在前人研究成果的基础上,基于水平微分单元法和拟动力法框架,建立一种综合考虑墙体位移、土体强度参数发挥以及地震动力特性的有限土体地震主动土压力计算方法,并通过数值算法实现。首先,基于应力 Mohr 圆,建立非极限状态下土体强度参数发挥值与位移的关系;其次,依据土拱效应原理对有限土体进行应力分析;再次,将土体水平分层以建立微分土单元体的静力平衡方程,地震荷载通过拟动力法转换为水平和竖直方向的惯性力;接着,采用数值迭代算法获取 RB 模式下有限土体地震土压力分布;最后,通过与振动台试验结果对比验证,进一步验证所提方法的合理性与准确性,并依据模型对土体强度参数、地震加速度系数和位移参数进行分析。研究结果可为具体工程设计提供思路与建议。

## 1 非极限状态下土体强度参数发挥值与位移关系

### 1.1 填土的内摩擦角与黏聚力发挥值

当墙体位移发展导致墙间有限土体处于静止土压力和主动土压力的中间非极限状态时,土体内摩擦角与黏聚力并不能完全发挥。徐日庆等<sup>[11]</sup>利用三轴卸荷试验和应力 Mohr 圆(见图1)模拟墙后土体变形过程,建立了非极限状态下主动区黏性土体内摩擦角发挥值与墙体位移的关系;马明等<sup>[22]</sup>进一步考虑了挡墙位移模式的影响,指出根据三轴卸荷试验得出的应力-应变关系更符合土体的实际变形机制。为此,基于2位学者提出的计算式,探讨RB模式下土体强度发挥的特性。

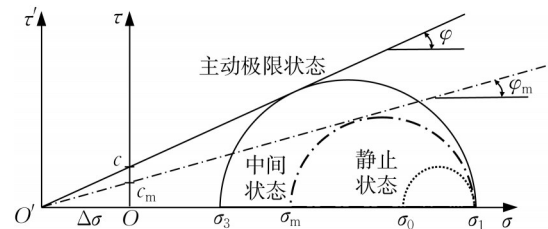


图1 主动区黏性土应力 Mohr 圆

Fig.1 Active zone clayey soil stress Mohr circle

RB模式下土体非极限内摩擦角计算式为

$$\sin \varphi_m = \frac{(1 - K_0)(1 + \sin \varphi)[H - HR_f + \eta(H - y)R_f] + \eta(H - y)[K_0 - 1 + \sin \varphi(K_0 + 1)]}{(1 + K_0)(1 + \sin \varphi)[H - HR_f + \eta(H - y)R_f] - \eta(H - y)[K_0 - 1 + \sin \varphi(K_0 + 1)]} \quad (1)$$

值得注意的是,当 $y=0$ 时,土体非极限内摩擦角计算式则可退化为

$$\sin \varphi_m = \frac{H(1 - K_0)(1 + \sin \varphi)[1 - (1 - \eta)R_f] + \eta H[K_0 - 1 + \sin \varphi(K_0 + 1)]}{H(1 - K_0)(1 + \sin \varphi)[1 - (1 - \eta)R_f] - \eta H[K_0 - 1 + \sin \varphi(K_0 + 1)]} \quad (2)$$

式(1)、(2)中: $K_0$ 为静止侧土压力系数; $\eta$ 为非极限主动状态下墙底位移与极限主动状态下墙底位移的比值; $R_f$ 为破坏比,取值一般为0.75~1.00,若无试验资料则取中间值0.85进行估算<sup>[22]</sup>; $H$ 为挡土墙高度; $y$ 为土体深度; $\varphi_m$ 为中间非极限状态下的内摩擦角; $\varphi$ 为极限状态下的内摩擦角。

根据图1主动区黏性土应力Mohr圆中几何关系,可得土体黏聚力发挥值和土体黏聚力的关系为

$$c_m = \frac{\tan \varphi_m}{\tan \varphi} c \quad (3)$$

式中: $c_m$ 为土体黏聚力发挥值; $c$ 为土体黏聚力。

基于式(1)、(3)绘制了不同墙底位移比下填土内摩擦角和黏聚力的发挥曲线,如图2所示。以初始内摩擦角 $\varphi_0=30^\circ$ 、静止侧土压力系数 $K_0=0.6$ 、初始黏聚力 $c_0=10$  kPa、破坏比 $R_f=0.85$ 的工况为例, RB模式下土体内摩擦角和黏聚力发挥值随着深度的增加呈非线性增长。当墙体发生位移后,内摩擦角和黏聚力发挥值随深度的增加呈现非线性减小的特点,墙底位移比越大(越接近极限位移状态)非线性特点越显著。

## 1.2 墙土之间的外摩擦角与黏聚力发挥值

Matsuzawa等的<sup>[14]</sup>数值模拟结果表明,墙土之间的外摩擦角 $\delta_m$ 在RB模式下随位移呈非线性增加。本文选用龚慈<sup>[21]</sup>提出的计算式,具体为

$$\tan \delta_m = \tan \delta_0 + \frac{4}{\pi} \arctan(\eta(\tan \delta - \tan \delta_0)) \quad (4)$$

式中: $\delta_0=\varphi/2$ ; $\delta$ 为实测值,缺乏资料时可取 $\delta=2\varphi/3$ 。

假设墙土界面黏聚力发挥值 $c_{wm}$ 和土体黏聚力发挥值 $c_m$ 随深度和位移的变化都具有相同的规律,则可以得到墙土界面黏聚力发挥值的计算式为

$$c_{wm} = \frac{\tan \varphi_m}{\tan \varphi} c_w \quad (5)$$

式(1)、(3)~(5)建立了RB模式非极限状态下土体强度参数随深度与挡墙位移发展的计算式。在本文假定下,土体强度参数为位置深度和挡墙位移状态的函数,更好地体现了其渐进发挥特点。本文求解思路同样可以应用于其他位移模式下非极限状态地震土压力的求解,关键在于厘清不同墙体位移

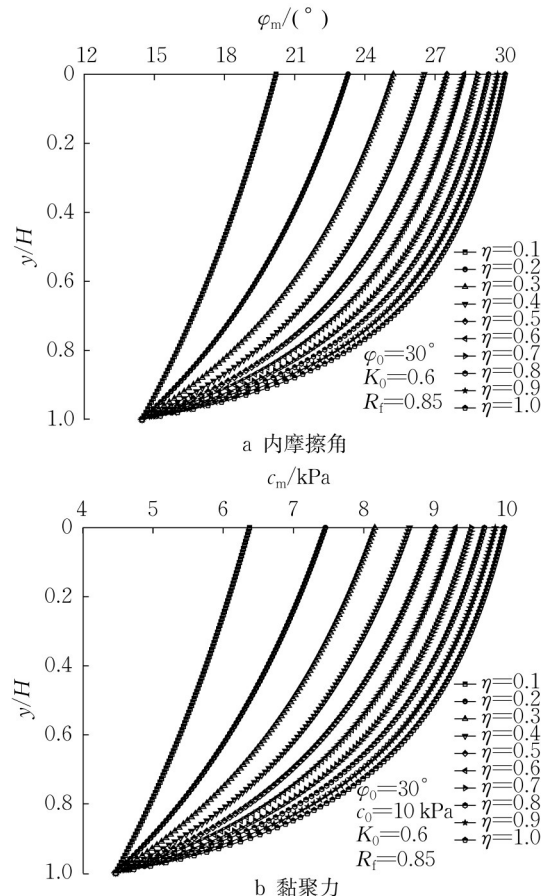


图2 填土强度参数随墙底位移比的发挥情况

Fig.2 Variation of soil strength parameters with wall base displacement ratio

发展模式所导致的中间状态土体强度参数的变化规律。

## 2 非极限状态下地震土压力解析计算

本文关注的重点是实际刚性挡墙支护工程遭遇地震荷载情况下有限填土非极限状态荷载计算与评估,刚性挡墙间有限土体中的地震情况受到各方面因素的影响,加之考虑了土体强度参数渐进发挥特点与地震惯性力的影响,情况比较复杂。为简化计算,作出以下几点基本假定:

(1)地震惯性力计算采用拟动力法,水平与竖直方向的地震惯性力 $Q_h$ 和 $Q_v$ 随时间和深度呈正弦变

化且其峰值沿墙高呈线性放大。

(2)非极限状态下土体强度参数随深度与挡墙位移渐进发挥,采用水平微分单元法对有限土体进行建模,水平微分土条上的土体单元处于同一应力 Mohr 圆。

(3)两刚性挡墙间为均质黏性有限土体,不考虑地下水的影响。

(4)挡墙位移模式为墙绕底部转动(RB模式)。

(5)小主应力偏转导致土拱效应产生,且小主应力迹线假设为圆弧拱轴线。

挡土墙计算模型如图 3 所示。

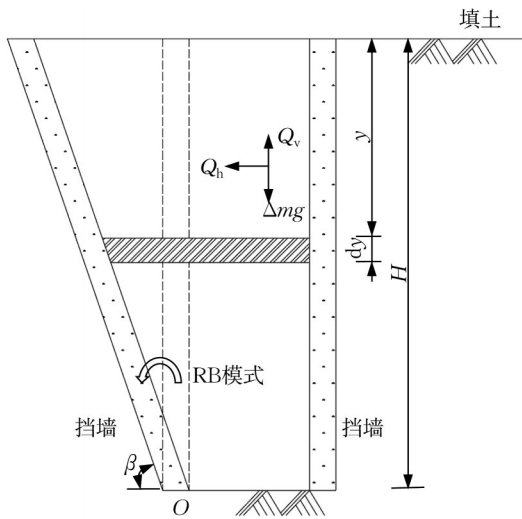


图 3 挡土墙计算模型

Fig.3 Calculation model of retaining wall

### 2.1 基于拟动力法的地震惯性力计算

为了研究地震对土压力分布的影响,本文采用 Steedman 等<sup>[8]</sup>提出的拟动力法,将地震波速度分别在水平和垂直方向进行分解,水平方向剪切波速  $v_s = \sqrt{G/\rho}$ ,其中  $G$  和  $\rho$  分别为有限土体的剪切模量与密度;垂直方向压缩波速  $v_p = \sqrt{2G(1-\mu)/\rho(1-2\mu)}$ ,其中  $\mu$  为有限土体的泊松比。当地震波传播到挡土结构时,土体的振动被进一步放大,放大因子为  $f_a$ 。因此,深度  $y$  处地震加速度同样可被分解为水平加速度  $a_h$  与竖向加速度  $a_v$ ,其均为深度  $y$  和时间  $t$  的函数,计算式为

$$a_h(y, t) = k_h g \left[ 1 + \frac{H-y}{H} (f_a - 1) \right] \cdot \sin \frac{2\pi}{T} \left( t - \frac{H-y}{v_s} \right) \quad (6)$$

$$a_v(y, t) = k_v g \left[ 1 + \frac{H-y}{H} (f_a - 1) \right] \cdot \sin \frac{2\pi}{T} \left( t - \frac{H-y}{v_p} \right) \quad (7)$$

$$\sin \frac{2\pi}{T} \left( t - \frac{H-y}{v_p} \right) \quad (7)$$

式中:  $k_h$ 、 $k_v$  分别为水平与竖向地震加速度系数;  $g$  为重力加速度;  $T=2\pi/\omega$  为地震周期,  $\omega$  为角频率<sup>[23]</sup>。

距地表深度  $y$  处的水平微分土体单元质量为

$$\Delta m(y) = \frac{\gamma(H-y)}{g \tan \beta_m} dy \quad (8)$$

式中:  $\gamma$  为土的重度;  $\beta_m$  为滑裂面倾角。

水平微分土体单元在地震加速度影响下产生的水平与垂直方向的地震惯性力分别为

$$\Delta Q_h(t) = m(y) a_h(y, t) = \left[ 1 + \frac{H-y}{H} (f_a - 1) \right] k_h \sin \frac{2\pi}{T} \left( t - \frac{H-y}{v_s} \right) \frac{\gamma(H-y)}{\tan \beta_m} dy \quad (9)$$

$$\Delta Q_v(t) = m(y) a_v(y, t) = \left[ 1 + \frac{H-y}{H} (f_a - 1) \right] k_v \sin \frac{2\pi}{T} \left( t - \frac{H-y}{v_p} \right) \frac{\gamma(H-y)}{\tan \beta_m} dy \quad (10)$$

### 2.2 考虑土拱效应的有限土体应力分析

挡土结构物发生位移挤压土体时,若墙背并非处于光滑状态,则墙土间摩擦以及变形土体与稳定土体之间的剪切摩擦导致土体应力偏转,进而出现土拱效应<sup>[12,17,24]</sup>。土拱效应可以通过土体抗剪强度的发挥使填土内的应力发生重分布,进而将荷载从弱部分转移到更稳定的区域。对于有限土体而言,其受到的侧向挤压作用明显,更易形成土拱进而影响土压力分布。因此,在有限宽度黏性土体中应用土拱理论进行地震土压力计算更为科学。假设小主应力偏转导致土拱效应产生,既有研究指出应力拱轴线形状对土压力大小影响较小,为简化计算,将小主应力拱轴线假设为圆弧轨迹<sup>[17,24]</sup>,如图 4 所示。

假设微分单元的滑裂面为 Coulomb 滑裂面,由图 4 可知微分单元宽度  $w$  与半径  $R$  的关系为

$$R = \frac{w}{\cos \theta_{Am} - \cos \theta_{Bm}} \quad (11)$$

式中,  $\theta_{Am}$ 、 $\theta_{Bm}$  分别为 A、B 点滑裂面处的小主应力偏角。

根据图 5,滑裂体两侧的主应力偏转角分别为:

$$\theta_{Am} = \frac{\pi}{2} - \frac{1}{2} \arcsin \left( \frac{\sin \delta_m}{\sin \varphi_m} \right) + \frac{1}{2} \delta_m \quad (12)$$

$$\theta_{Bm} = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi_m}{2} + \beta_m \quad (13)$$

$\theta_{Bm}$  由两部分组成,前一部分  $\pi/4 - \varphi_m/2$  为小主应力与滑裂面间的夹角,后一部分  $\beta_m$  为滑裂面与水

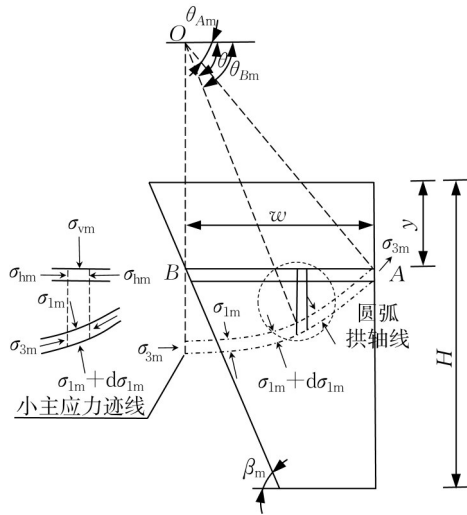


图4 有限土体土拱效应及小主应力迹线

Fig.4 Soil arching effects and small principal stress traces in finite soils

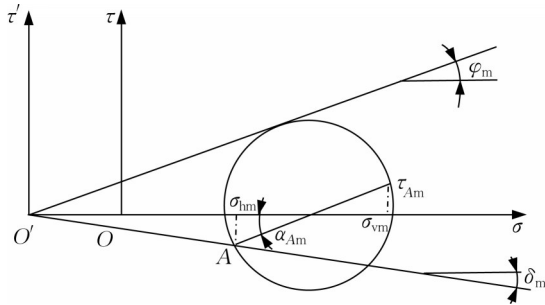


图5 挡土墙后土体应力 Mohr 圆

Fig.5 Soil stress Mohr circle behind retaining wall

平方向的夹角。

微分单元体竖向应力和水平向应力分别为：

$$\sigma_{vm} = (\sin^2 \theta + K_{am} \cos^2 \theta) \sigma_{1m} \quad (14)$$

$$\sigma_{hm} = (\cos^2 \theta + K_{am} \sin^2 \theta) \sigma_{1m} \quad (15)$$

式中,  $K_{am}$  为朗肯主动土压力系数。  $K_{am}$  计算式为

$$K_{am} = \frac{1 - \sin \varphi_m}{1 + \sin \varphi_m} \quad (16)$$

平均竖向应力为

$$\bar{\sigma}_{vm} = \frac{1}{\omega} \int_{\theta_{Am}}^{\theta_{Bm}} \sigma_{vm} R \sin \theta d\theta = \frac{(K_{am} - 1) \sigma_{1m} (\cos^3 \theta_{Am} + \cos^3 \theta_{Bm})}{3(\cos \theta_{Am} - \cos \theta_{Bm})} + \sigma_{1m} \quad (17)$$

因此,挡土墙后土体法向主动土压力系数为

$$K_{m1} = \frac{\sigma_{hm}}{\sigma_{vm}} = \frac{3(\cos^2 \theta_{Am} + K_{am} \sin^2 \theta_{Am})(\cos \theta_{Am} - \cos \theta_{Bm})}{(K_{am} - 1)(\cos^3 \theta_{Am} - \cos^3 \theta_{Bm}) + 3(\cos \theta_{Am} - \cos \theta_{Bm})} \quad (18)$$

层间剪应力摩擦系数采用陈奕柏等<sup>[10]</sup>提出的系数折减法,计算式为

$$K_{m2} = \tan(\lambda \varphi_m) \quad (19)$$

式中,  $\lambda$  为折减系数,陈奕柏等<sup>[10]</sup>建议无实测值时可取 0.9 进行计算。

### 2.3 水平微分单元受力分析

将有限土体沿深度方向水平划分为若干层,其中,第  $i$  层土体的厚度为  $\Delta h$ ,土层上下界面宽度分别为  $\omega_i$  和  $\omega_{(i+1)}$ ,非极限内摩擦角为  $\varphi_{mi}$ ,非极限墙土摩擦角为  $\delta_{mi}$ ,非极限滑裂面倾角为  $\beta_{mi}$ ,第  $i$  层土体所受平均竖向应力为  $\sigma_{vmi}$ ,墙面处的法向作用力  $\sigma_{hmi} = K_{m1} \sigma_{vmi}$ ,墙面处的切向作用力  $\tau_{hmi} = \sigma_{hmi} \tan \delta_{mi} + c_{wm}$ ,滑动面上的切向作用力  $\tau_{mi} = \sigma_{mi} \tan \varphi_{mi} + c_{mi}$ ,土层间的剪应力  $\tau_{hvmi} = K_{m2} \sigma_{vmi}$ ,如图 6 所示。

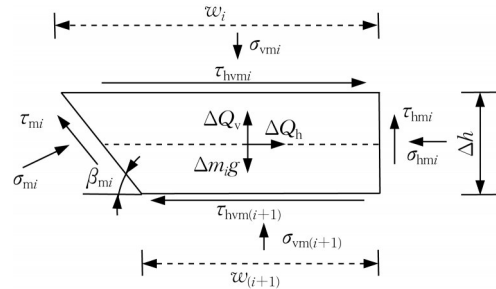


图6 水平微土层受力示意

Fig.6 Schematic diagram of force on horizontal micro-soil layers

由水平方向合力为零可得

$$\sigma_{hmi} \Delta h + \tau_{hvm(i+1)} \omega_{(i+1)} + \tau_{mi} \frac{\Delta h}{\sin \beta_{mi}} \cos \beta_{mi} - \tau_{hvmi} \omega_i - \sigma_{mi} \Delta h - \Delta Q_h = 0 \quad (20)$$

由竖直方向合力为零可得：

$$\sigma_{vmi} \omega_i + \Delta m_i g - \tau_{hmi} \Delta h - \tau_{mi} \Delta h - \sigma_{vm(i+1)} \omega_{(i+1)} - \sigma_{mi} \frac{\Delta h}{\sin \beta_{mi}} \cos \beta_{mi} - \Delta Q_v = 0 \quad (21)$$

$$\Delta m_i g = \frac{\gamma \Delta h (\omega_i + \omega_{(i+1)})}{2} \quad (22)$$

$$\Delta Q_h(t) = \left[ 1 + \frac{H - i \Delta h}{H} (f_a - 1) \right] k_h \cdot \sin \frac{2\pi}{T} \left( t - \frac{H - i \Delta h}{v_s} \right) \frac{\gamma \Delta h (\omega_i + \omega_{(i+1)})}{2g} \quad (23)$$

$$\Delta Q_v(t) = \left[ 1 + \frac{H - i \Delta h}{H} (f_a - 1) \right] k_v \cdot \sin \frac{2\pi}{T} \left( t - \frac{H - i \Delta h}{v_p} \right) \frac{\gamma \Delta h (\omega_i + \omega_{(i+1)})}{2g} \quad (24)$$

$$\tau_i = \frac{H - i\Delta h}{\tan \beta_{mi}} \quad (25)$$

水平地震主动土压力合力的表达式为

$$E_{am} = \sum_{i=1}^n \frac{K_{m1} \sigma_{vmi} \Delta h}{\cos \delta_m} \quad (26)$$

水平地震主动土压力对墙踵产生的倾覆力矩表达式为

$$M_{am} = \sum_{i=1}^n K_{m1} \sigma_{vmi} \Delta h \left( H - \frac{2i-1}{2} \Delta h \right) \quad (27)$$

水平地震主动土压力合力作用点至墙踵竖向距离的表达式为

$$h_{am} = \frac{\sum_{i=1}^n K_{m1} \sigma_{vmi} \Delta h \left( H - \frac{2i-1}{2} \Delta h \right)}{\sum_{i=1}^n K_{m1} \sigma_{vmi} \Delta h} \quad (28)$$

式(26)~(28)即为计算非极限地震主动土压力的基本方程。

### 3 地震土压力的数值算法

#### 3.1 地震土压力数值计算流程

以下为RB模式下非极限地震土压力数值迭代算法的主要求解步骤:

(1)将土体分为等厚的 $n$ 层,根据土体强度参数与墙体位移的关系计算各层土体强度参数。

(2)假定滑裂面为一未知曲面,对每层土体假设初始滑裂面倾角,数值迭代计算每层土体所承受的竖向应力,再利用式(20)、(21)验证是否满足静力平衡。若不满足条件则重新调整滑裂面倾角,直至达到稳定性要求。

(3)各层的竖向应力计算完成后,根据迭代得到的滑裂面倾角,进一步计算地震土压力分布以及地震土压力合力大小与合力作用点位置。

本文数值计算方法可以根据不同土体参数确定不同条件下土体强度参数渐近发挥导致的地震土压力变化,对于滑裂面未知而土层参数已知的实际工程而言,也可据此求出最不利有限土体地震土压力分布形式,以满足不同条件下的挡土墙抗震设计要求。

#### 3.2 合理性验证

为了验证本文理论计算结果的准确性,选择2组典型试验结果进行合理性验证,分别对比了传统理论与本文计算结果对实际地震主动土压力分布计算结果的准确性。

(1)案例1。西南交大焦方辉等<sup>[25]</sup>利用大型振动

台模型试验研究了水平地震作用下的挡土墙地震土压力分布,试验材料为碎石土且模型底部嵌固,对应 $\gamma=19.8 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}$ , $\eta=0$ , $H=8.0 \text{ m}$ 时的工况。将本文方法计算的地震土压力分布与焦方辉等<sup>[25]</sup>试验实测值、Ghosh理论计算值<sup>[23]</sup>以及拟静力法计算值进行对比,如图7a所示。可以看出,本文提出的分析法与焦方辉等<sup>[25]</sup>的试验结果吻合较好,土压力分布基本符合试验所得的曲线变化趋势;Ghosh理论解<sup>[23]</sup>对滑裂面倾斜角的处理采用函数拟合的方法,而本文并不事先假定滑裂面,反之假设滑裂面为一未知的曲面并赋予每层土体滑裂面倾角,通过迭代验算是否符合静力平衡条件,若不符合则调整滑裂面倾角直至满足稳定性要求,可以更好地符合力学平衡条件,同时也能改善滑动面为单一平面假设时导致土压力计算结果偏大的缺点。

(2)案例2。朱宏伟等<sup>[26]</sup>针对RB模式下的挡土墙,利用振动台模型试验,研究了水平地震动作用下的土压力问题。将本文方法计算的地震主动土压力分布与朱宏伟等<sup>[26]</sup>试验实测值、拟静力法以及《公路工程抗震规范》<sup>[27]</sup>(JTG B02—2013)方法计算结果进行对比,如图7b所示。对比模型的计算参数采用

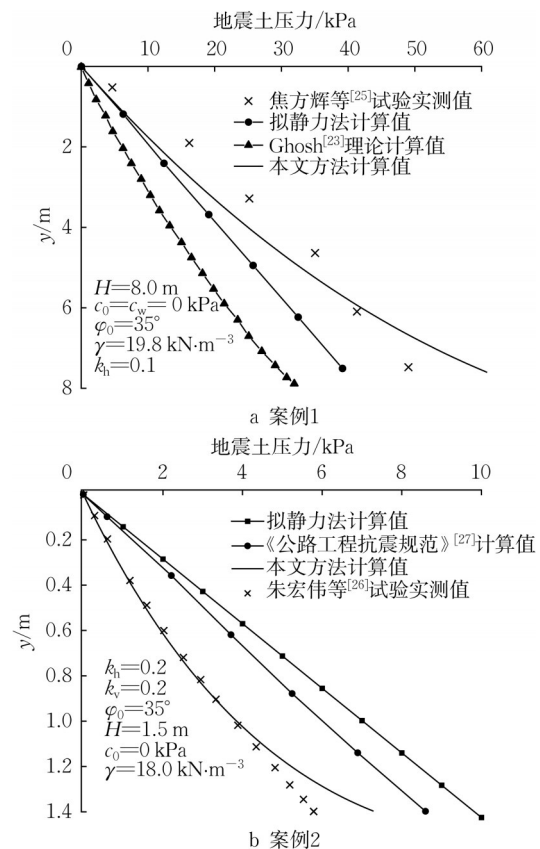


图7 计算结果对比

Fig.7 Comparison of calculation results

朱宏伟的试验数据,即 $k_h=0.2, k_v=0.2, g=9.8 \text{ N}\cdot\text{m}^{-2}, f_a=1.1, \gamma=18.0 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}, \varphi_0=35^\circ, c_0=0 \text{ kPa}, H=1.5 \text{ m}$ 。由图7b可知,在设定参数条件下,相比于拟静力法和规范法,本文提出的分析解法与朱宏伟等<sup>[26]</sup>的振动台试验结果吻合较好,土压力分布基本符合试验所得的曲线变化趋势。值得说明的是,由于模型试验受到边界效应和尺寸效应的影响,挡墙真实位移模式与本文计算中的理想转动情况难免存在差异,因此模型箱底部的计算结果与试验结果有所偏差,除此之外传统方法也未能考虑挡墙位移模式与位移量的影响。

### 4 参数分析

对RB模式下地震非极限主动土压力影响参数进行分析,采用的基本计算数据如下: $k_h=0.2, k_v=0.05, g=9.8 \text{ N}\cdot\text{m}^{-2}, T=0.167 \text{ s}, f_a=1.1, t=0.167 \text{ s}, v_s=95.048 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}, v_p=193.162 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}, \gamma=15.5 \text{ kN}\cdot\text{m}^{-3}, K_0=0.6, R_f=0.85, \varphi_0=30^\circ, c_0=5 \text{ kPa}$ 。

#### 4.1 非极限状态下地震土压力分布的影响因素

为了分析初始内摩擦角对地震侧土压力分布的影响,取 $c_0=5 \text{ kPa}, \varphi_0=15^\circ\sim 30^\circ, \eta=0.3, k_h=0.4$ 的工况,在图8a中绘制了初始内摩擦角对归一化侧土压力 $P/\gamma H$ 的影响。可以看出,给定深度的归一化侧土压力随着初始内摩擦角的增加而减小;与此同时,随着初始内摩擦角的增大,归一化侧土压力随归一化深度增加呈非线性增强。以归一化深度 $y/H=0.6$ 时为例,初始内摩擦角依次增加33.3%、66.6%、100.0%将导致归一化侧土压力依次减少23.6%、36.8%与49.1%。初始内摩擦角较大,表明土体剪切强度较高,这会进一步增强土拱效应,从而更有效地传递和分担侧土压力。当刚性挡墙位移情况与地震作用相同时,初始内摩擦角的变化对侧土压力分布曲线影响较大。

为了分析墙底位移比对地震侧土压力分布的影响,取 $c_0=5 \text{ kPa}, \varphi_0=20^\circ, \eta=0.1\sim 0.4, k_h=0.4$ 的工况,在图8b中绘制了墙底位移比对归一化侧土压力的影响。可以看出,给定深度的归一化侧土压力随着墙底位移

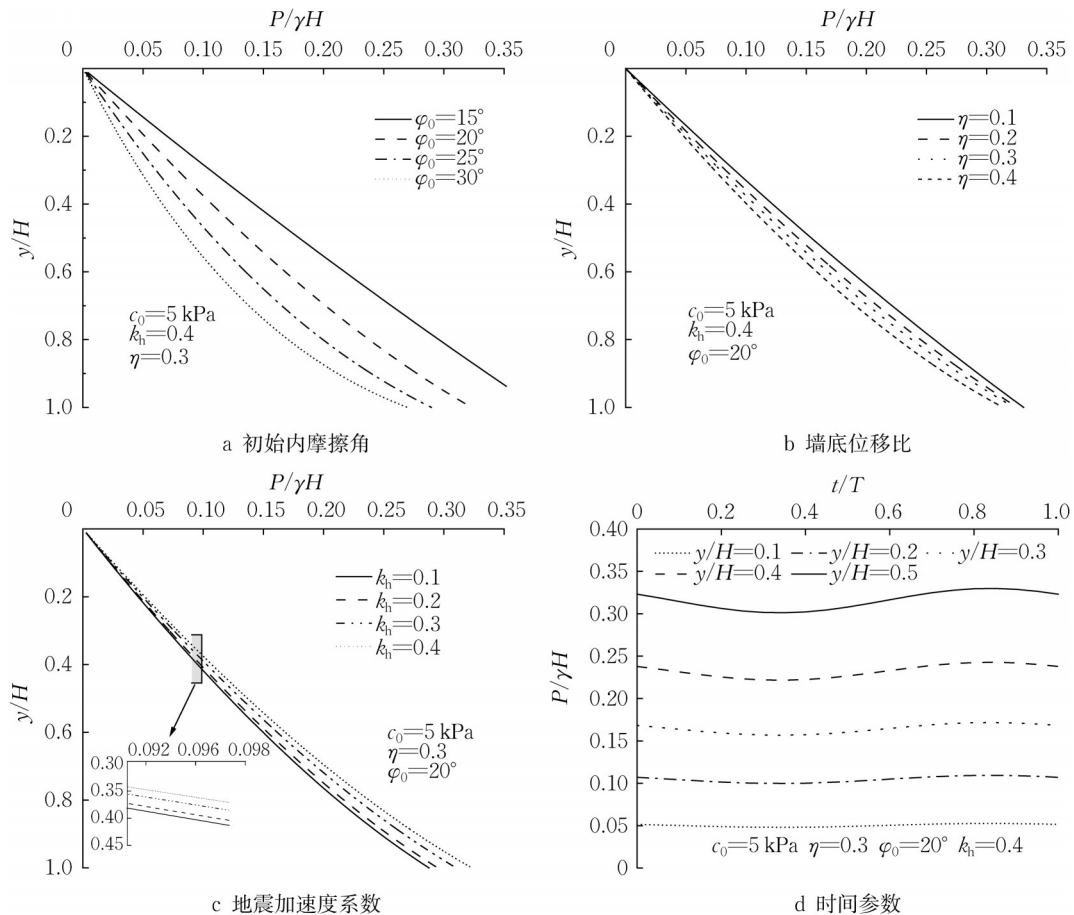


图8 初始内摩擦角、墙底位移比、地震加速度系数与时间参数的影响

Fig.8 Effect of initial internal friction angle, wall base displacement ratio, seismic acceleration coefficient and vibration time

比的增加而减小;与此同时,随着墙底位移比的增大,侧土压力随墙深增加的非线性特征增强。以归一化深度 $y/H=0.6$ 时为例,墙底位移比依次增加100%、200%、300%将导致归一化侧土压力依次减少6.3%、10.2%、15.2%。考虑到RB模式的特点,墙底位移比越大则代表墙绕底部转动越明显,越接近主动土压力状态;与此同时,墙土界面摩擦力随墙底位移比发展而逐渐发挥,进一步减少了作用在土体单元上的竖向压力,这也将导致侧土压力值降低。

为了分析地震加速度系数对地震侧土压力分布的影响,取 $c_0=5\text{ kPa}$ , $\varphi_0=20^\circ$ , $\eta=0.3$ , $k_h=0.1\sim 0.4$ 的工况,在图8c中绘制了水平地震加速度系数对归一化侧土压力的影响。可以看出,归一化侧土压力随水平地震加速度系数的增大略微增大;相较于顶部土体而言,地震作用对底部土体影响更为显著。这主要是因为,在RB模式下,挡墙顶部对有限土体的约束较弱,产生的位移和变形更大,因而在相同的地震作用下顶部侧土压力相对较小;而中部和底部土体受到挡墙的约束较强,地震荷载的增加会进一步影响这些位置的土压力,导致土压力随着深度增加而增强。

为了分析时间参数对地震侧土压力分布的影响,取 $c_0=5\text{ kPa}$ , $\varphi_0=20^\circ$ , $\eta=0.3$ , $k_h=0.4$ 的工况,在图8d中绘制了不同深度处归一化侧土压力随归一化时间的变化规律。可以看出,归一化侧土压力随归一化时间呈现正弦波动,侧土压力在地震荷载作用下存在周期性响应。相较于顶部浅层土体而言,深度越大的土体其侧压力波动越显著,深层土体对周期性地震荷载的响应更强烈,仅采用拟静力法计算则无法考虑周期性波动影响。实际工程中,地震荷载作用对挡土结构产生周期性推力,设计时需要考虑地震动荷载的影响,以避免长期循环荷载引发挡墙结构变形甚至破坏。值得说明的是,本文计算理论目前尚无法定量计算累积位移效应,主要因为本文假设填土为弹性体,未能考虑有限土体在地震循环荷载下应力-应变的非线性特征。

## 4.2 非极限状态下地震土压力合力

### 4.2.1 内摩擦角对地震土压力合力的影响

取 $c_0=5\text{ kPa}$ , $\varphi_0=10^\circ\sim 30^\circ$ , $\eta=0.3$ , $k_h=0.4$ 的工况进行分析,在图9中绘制了地震土压力合力 $2E_a/\gamma H^2$ 随归一化时间的变化规律。随着初始内摩擦角的增加地震土压力合力明显减小,初始内摩擦角依次增加100%、200%导致地震土压力合力依次减小42.4%、58.8%。地震土压力合力随归一化时间整体呈现正弦

分布,初始内摩擦角越大地震土压力合力正弦分布波动越明显,这表明摩擦性越强的土体其地震土压力合力受地震影响的周期性波动规律越显著。

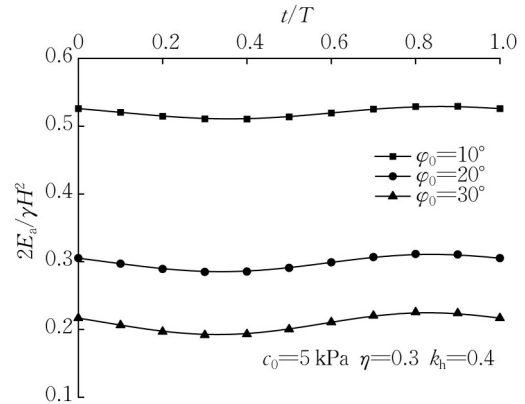


图9 初始内摩擦角的影响

Fig.9 Effect of initial internal friction angle

### 4.2.2 墙底位移比和地震加速度系数对土压力合力的影响

取 $c_0=5\text{ kPa}$ , $\varphi_0=20^\circ$ , $\eta=0.1\sim 0.3$ , $k_h=0.4$ 的工况进行分析,在图10a中绘制了地震土压力合力随归一化时间的变化规律。

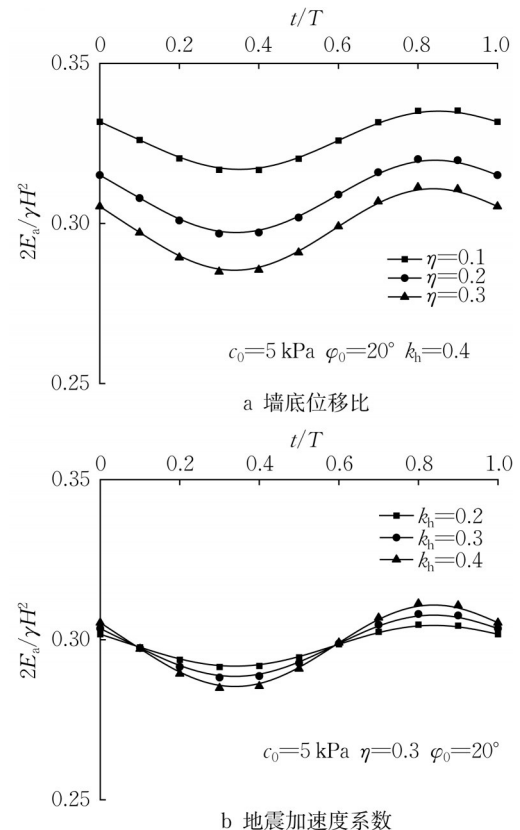


图10 墙底位移比和地震加速度系数的影响

Fig.10 Effect of wall base displacement ratio and seismic acceleration coefficient

由图10可知,地震土压力合力随墙底位移比的增加而减小,墙底位移比依次增加100%、200%导致地震土压力合力依次减小5.1%、7.2%。取 $c_0=5$  kPa,  $\varphi_0=20^\circ$ ,  $\eta=0.3$ ,  $k_h=0.2\sim 0.4$ 的工况进行分析,在图10b中绘制了地震土压力合力随归一化时间的变化规律。不同于内摩擦角和墙底位移比变化对土压力合力的影响,水平地震加速度系数主要改变地震土压力合力曲线的幅值。与此同时,相较于墙底位移比和地震加速度而言,内摩擦角对地震土压力合力的影响更加显著。

## 5 结论

(1)基于微分单元法框架建立了非极限状态地震土压力的数值方法,实现了挡土结构物间有限土体的地震土压力分析,也为挡土结构的抗震设计提供了思路。根据本文提出的计算式计算得到的地震土压力与振动台试验结果吻合良好。

(2)考虑土拱效应和挡墙位移发展过程后,有限土体地震主动土压力沿深度分布表现出非线性特征,随时间变化则表现出周期性特征。地震侧土压力随初始内摩擦角的增加、墙底位移比的增加以及地震加速度系数的降低而减小。初始内摩擦角对地震侧土压力分布的影响大于墙底位移比以及地震加速度系数的影响。

(3)不同参数对地震土压力合力的影响不同。初始内摩擦角和墙底位移比主要改变地震土压力合力的大小,而地震加速度系数则主要影响地震土压力合力随时间变化的幅值;增大填土初始内摩擦角有利于提高挡墙抗倾覆稳定性。

### 作者贡献声明:

陕 耀:确定研究方向,提出总体思路。  
董雅丞:理论推导,数据处理,撰写并修改论文。  
周 彤:数据分析,论文修改。  
吴遥杰:数据分析,撰写并修改论文。  
黄嘉祺:程序编写,数据处理。  
巫立宇:程序编写,文献整理。

### 参考文献:

- [1] 黄忠凯,张冬梅. 地下结构地震易损性研究进展[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2021, 49(1):49.  
HUANG Zhongkai, ZHANG Dongmei. Progress in research on seismic vulnerability of underground structures [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2021, 49(1): 49.
- [2] IDE S, BEROZA G C. Slow earthquake scaling reconsidered as a boundary between distinct modes of rupture propagation [J]. Proceedings of the National Academy of Sciences, 2023, 120(32):2222102120.
- [3] 徐艳,施文,林国才,等. 竖向地震引起的城市高架桥的车-桥耦合作用[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2024, 52(9): 1384.  
XU Yan, SHI Wen, LIN Guocai, *et al.* Vehicle-bridge coupling effect on urban viaducts induced by vertical earthquakes [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2024, 52(9): 1384.
- [4] 周彤,董雅丞,陕耀,等. 考虑中主应力的有限土体非极限地震土压力解[J]. 深圳大学学报(理工版), 2025, 42(6): 688.  
ZHOU Tong, DONG Yacheng, SHAN Yao, *et al.* Non-limit state seismic earth pressure solution for finite soil mass considering intermediate principal stress [J]. Journal of Shenzhen University (Science and Engineering), 2025, 42(6): 688.
- [5] 朱合华,丁文其,乔亚飞,等. 简析我国城市地下空间开发利用的问题与挑战[J]. 地学前沿, 2019, 26(3): 22.  
ZHU Hehua, DING Wenqi, QIAO Yafei, *et al.* Brief analysis of issues and challenges in the development and utilization of urban underground space in China [J]. Earth Science Frontiers, 2019, 26(3): 22.
- [6] 卜海峰,蒋欢军,和留生. 基于构件功能组装的建筑抗震韧性评价方法[J]. 同济大学学报(自然科学版), 2022, 50(8): 1127.  
BU Haifeng, JIANG Huanjun, HE Liusheng. Seismic resilience assessment method for buildings based on component functional assembly [J]. Journal of Tongji University (Natural Science), 2022, 50(8): 1127.
- [7] RICHARDS J R, HUANG C, FISHMAN K L. Seismic earth pressure on retaining structures[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1999, 125(9): 771.
- [8] STEEDMAN R S, ZENG X. The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall [J]. Geotechnique, 1990, 40(1): 103.
- [9] ZENG X, STEEDMAN R S. On the behaviour of quay walls in earthquakes[J]. Geotechnique, 1993, 43(3): 417.
- [10] 陈奕柏,柯才桐,高洪波,等. 考虑变位影响的刚性挡墙非极限土压力研究[J]. 岩石力学与工程学报, 2015(5):1060.  
CHEN Yibai, KE Caitong, GAO Hongbo, *et al.* Study on non-limit earth pressure of rigid retaining walls considering displacement effects [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2015(5): 1060.
- [11] 徐日庆,徐叶斌,程康,等. 有限土体下考虑土拱效应的非极限主动土压力解[J]. 岩土工程学报, 2020, 42(2):362.  
XU Riqing, XU Yebin, CHENG Kang, *et al.* Solution of non-limit active earth pressure considering soil arching effect under limited soil mass [J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2020, 42(2): 362.
- [12] 刘杰锋,曹海莹,王优群,等. 考虑土拱效应的黏性土主动土压

- 力解析解[J]. 铁道科学与工程学报, 2023, 20(12):4604.
- LIU Jiefeng, CAO Haiying, WANG Youqun, *et al.* Analytical solution of active earth pressure in cohesive soil considering soil arching effect [J]. *Journal of Railway Science and Engineering*, 2023, 20(12): 4604.
- [13] 杨明辉, 巩虎涛, 邓波. 非极限状态非饱和土主动土压力试验及理论分析[J]. 工程地质学报, 2023, 31(2):650.
- YANG Minghui, GONG Hutao, DENG Bo. Experimental and theoretical analysis of active earth pressure in unsaturated soil under non-limit state [J]. *Journal of Engineering Geology*, 2023, 31(2): 650.
- [14] MATSUZAWA H, HAZARIKA H. Analyses of active earth pressure against rigid retaining wall subjected to different modes of movement[J]. *Soils and Foundations*, 1996, 36(3): 51.
- [15] 王浩, 董建华, 王永胜, 等. 挡土墙地震土压力的拟动力分析[J]. 振动与冲击, 2016, 35(18):128.
- WANG Hao, DONG Jianhua, WANG Yongsheng, *et al.* Pseudo-dynamic analysis of seismic earth pressure on retaining walls [J]. *Journal of Vibration and Shock*, 2016, 35(18): 128.
- [16] 黄睿, 汤金焕. RT模式下地震非极限主动土压力的拟动力分析[J]. 岩土力学, 2020, 41(8):2564.
- HUANG Rui, TANG Jinhuan. Pseudo-dynamic analysis of seismic non-limit active earth pressure under RT mode [J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2020, 41(8): 2564.
- [17] 陕耀, 董雅丞, 吴遥杰, 等. 渗流条件下盾构隧道松动区非极限状态水土压力研究[J]. 天津大学学报(自然科学与工程技术版), 2025, 58(8): 822.
- SHAN Yao, DONG Yacheng, WU Yaojie, *et al.* Non-limit state water and soil pressure in loosening zone of shield tunnel under seepage conditions [J]. *Journal of Tianjin University (Science and Technology)*, 2025, 58(8): 822.
- [18] 董雅丞, 陕耀, 韩学芳, 等. 考虑非极限土压力的基坑开挖对邻近隧道水平变形的影响[J]. 深圳大学学报(理工版), 2025, 42(6): 696.
- DONG Yacheng, SHAN Yao, HAN Xuefang, *et al.* Influence of foundation pit excavation on the horizontal deformation of adjacent shield tunnels considering non-limit earth pressure[J]. *Journal of Shenzhen University (Science and Engineering)*, 2025, 42(6): 696.
- [19] LOU M, WANG H, CHEN X, *et al.* Structure-soil-structure interaction: literature review[J]. *Soil dynamics and Earthquake Engineering*, 2011, 31(12): 1724.
- [20] BANG S. Active earth pressure behind retaining walls [J]. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1985, 111(3): 407.
- [21] 龚慈. 不同位移模式下刚性挡土墙土压力计算方法研究[D]. 浙江: 浙江大学, 2005.
- GONG Ci. Study on calculation methods of earth pressure on rigid retaining walls under different displacement modes [D]. Zhejiang: Zhejiang University, 2005.
- [22] 马明, 李明东, 郎钞棚, 等. 刚性挡墙绕底转动时的非极限主动土压力数值解[J]. 应用数学和力学, 2022, 43(3):312.
- MA Ming, LI Mingdong, LANG Chaopeng, *et al.* Numerical solution of non-limit active earth pressure for rigid retaining wall rotating about the base [J]. *Applied Mathematics and Mechanics*, 2022, 43(3): 312.
- [23] GHOSH S. Pseudo-dynamic active force and pressure behind battered retaining wall supporting inclined backfill [J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2010, 30(11): 1226.
- [24] ZHAO Y, GONG Q, WU Y, *et al.* Progressive failure mechanism in granular materials subjected to an alternant active and passive trapdoor [J]. *Transportation Geotechnics*, 2021, 28: 100529.
- [25] 焦方辉, 姚令侃, 蒋良淮, 等. 岩石场地重力式挡土墙地震土压力振动台实验研究[J]. 防灾减灾工程学报, 2011, 31(3):316.
- JIAO Fanghui, YAO Lingkan, JIANG Liangwei, *et al.* Shaking table experimental study on seismic earth pressure of gravity retaining walls in rock sites [J]. *Journal of Disaster Prevention and Mitigation Engineering*, 2011, 31(3): 316.
- [26] 朱宏伟, 姚令侃, 蒋良淮, 等. 考虑变形影响的重力式挡墙地震土压力分布[J]. 岩土工程学报, 2013, 35(6): 1035.
- ZHU Hongwei, YAO Lingkan, JIANG Liangwei, *et al.* Distribution of seismic earth pressure on gravity retaining walls considering influence of deformation [J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2013, 35(6): 1035.
- [27] 中华人民共和国交通运输部. 公路工程抗震规范: JTG B02—2013[S]. 北京: 人民交通出版社, 2014.
- The Ministry of Transport of the People's Republic of China. Specification of seismic design for highway engineering: JTG B02—2013[S]. Beijing: China Communications Press, 2014.