

DOI:10.13409/j.cnki.jdpme.202008009

成层地基挡土墙地震响应解析解及软夹层的 影响研究*

彭泽文¹, 庄海洋^{1,2}, 可文海¹

(1. 华东交通大学江西省岩土工程基础设置安全与控制重点实验室, 江西 南昌 330013;
2. 南京工业大学岩土工程研究所, 江苏 南京 210009)

摘要: 目前已有土-挡土墙动力相互作用的理论分析方法通常把墙后土体假设为均质土, 很少能考虑层状土对挡土墙动力响应的影响。已有研究表明, 挡土墙后层状土对挡土墙的地震反应及其抗震设计至关重要。鉴于此, 采用Pasternak地基模型, 建立了地震作用下层状地基中挡土墙的动力位移控制方程, 通过引入修正Vlasov地基模型中的迭代算法, 推导了层状地基弹簧系数和剪切系数的表达式。通过本文方法计算结果与已有方法计算结果的对比分析, 充分证明了本文方法的正确性和可行性。同时, 通过设计不同的挡土墙后软夹层厚度、埋深和土层模量比, 进一步明确了软夹层的不同存在条件对挡土墙地震反应的影响规律。

关键词: 层状地基; 挡土墙; 地震反应; 分析模型; 解析解

中图分类号: TU4 **文献标识码:** A **文章编号:** 1672-2132(2022)04-0796-09

Analytical Solution for the Seismic Response of a Retaining Wall with Multilayered Foundation and the Influence of Soft Interlayer

PENG Zewen¹, ZHUANG Haiyang^{1,2}, KE Wenhai¹

(1. Jiangxi Key Laboratory of Infrastructure Safety Control in Geotechnical Engineering, East China Jiaotong University, Nanchang 330013, China; 2. Institute of Geotechnical Engineering, Nanjing Tech University, Nanjing 210009, China)

Abstract: Dynamic interaction mechanism between soil and retaining wall is very important for the seismic design of retaining wall. However, most of the present analysis methods for the dynamic interaction of soil-retaining walls under earthquake action focused on homogeneous soil and ignored the influence of layered soil characteristics. Pasternak's foundation model can accurately consider the interaction between soil and underground structure under earthquake action and can calculate the influence of layer soil. In this study, on the basis of the displacement governing equation of retaining walls in multilayered soils in Pasternak's model, the exact expressions of spring and shear coefficients are obtained by introducing the iterative method in the modified Vlasov's model. Compared with the existing analytical method, the accuracy of the proposed methods is proven. A parametric study is per-

* 收稿日期:2020-08-14;修回日期:2020-10-09

基金项目:国家自然科学基金面上项目(51978333,51778290)资助

作者简介:彭泽文(1995—),男,硕士研究生。主要从事地下结构抗震和防灾减灾方面的研究。

E-mail:pangzaman666@163.com

通讯作者:可文海(1987—),男,讲师,博士。主要从事土与结构相互作用研究。E-mail:kewenhai001@hnu.edu.cn

formed to investigate the seismic response of the retaining wall under different interlayer soft soil conditions, including thickness, depth and hardness of the interlayer soft soil behind the retaining wall.

Keywords: multilayered soil; retaining wall; earthquake response; simplified model; analysis method

引言

我国是一个地震频发的国家,全国约有三分之二的地区发生过破坏性地震。例如,唐山地震^[1](1976年)和汶川地震^[2](2008年)后,铁路及公路挡土墙的破坏尤为严重,给灾后救援工作造成了极大的困难,导致震后大量人员伤亡和巨大的经济损失。历次大地震的震后调查充分说明,对挡土墙地震响应的研究仍需要加强^[3-4]。目前,国内外分析地震作用下挡土墙动力响应常用的理论方法主要有三种^[5]:数值模拟方法、极限平衡法、弹性地基梁法。数值模拟方法能考虑土-挡土墙动力相互作用,并能够处理复杂的计算工况。例如,F. Nadim等^[6]运用滑动单元和接触面单元考虑了填土地震放大效应影响的挡土墙地震响应,但该类方法计算工作量大,不便于一般工程技术人员掌握,应用于一般工程分析的成本高;极限平衡法是由S. Okabe^[7]和N. Mononobe等^[8]提出的解析方法,该方法将地震作用简化为一个惯性力系附加在墙后滑动楔体上,可计算挡土墙的动土压力,并由R.S. Steedman等^[9]提出了改进的拟动力法。极限平衡法概念简单,计算方便,具有一定的精度,但存在着无法反映土-挡土墙动力相互作用的缺点;弹性地基梁法常用于计算土与构筑物的相互作用,该方法计算简单,但模型假定弹簧之间相互独立,忽略了土体连续性与土中剪力传递对计算结果的影响,降低了计算结果的准确性。例如,R.F. Scott^[10]利用Winkler地基模型^[11]模拟土-挡土墙动力相互作用,该模型采用一系列互相独立无质量的水平弹簧模拟土对墙体的动力影响,提出了地震作用中挡土墙在特定边界下的弹性解。

为了克服Winkler地基模型的缺点,P.L. Pasternak^[12]提出了Pasternak地基模型,该模型加入了一层只能产生横向剪切变形而不能压缩的剪切层连接各个弹簧,使弹簧间能传递剪切作用,通过剪切层模拟土的连续性与土中剪力传递的影响。如何准确求解Pasternak双参数地基模型的参数表达式成为被广泛关注的问题^[13]。目前已有很多文献对双参数的取值进行了研究。例如,M.A. Biot^[14]推

导了无限长梁放置于地表并在梁中施加集中荷载时的地基弹簧系数表达式;A.S. Vesic^[15]在Biot基础上修正了拟合方法;喻剑等^[16]改进了Vesic的双参数表达式,使其能考虑梁体有埋深的情况。此外,挡土墙地震响应在已有大多数研究中只考虑了均质填土的情况。相较于均质土,层状地基存在软硬土层交界面,更易使埋于其中的地下结构发生地震破坏。目前地震作用下层状地基对挡土墙动力响应影响研究大部分采用了极限平衡法,如马少俊等^[17]基于Okabe和Mononobe假定得到了墙后填土为双层土情况下的地震主动土压力计算表达式;根据W.Ke等^[18]的研究,横向地震荷载作用时,土的非均质性显著地影响土中构筑物的动力响应。

综上所述,本文以多层地基后挡土墙为研究对象,基于Pasternak双参数地基模型,使用Bernoulli-Euler梁模拟墙体,通过设置弹簧和剪切层来模拟土与挡土墙的动力相互作用,同时引入修正Vlasov地基模型^[19]中的迭代算法确定地基土的弹簧系数和剪切系数,建立了成层地基土-挡土墙动力相互作用的简化分析模型和解析方法。同时,考虑墙后成层土中含有不同软夹层的情况,分析了墙后软夹层的存在对挡土墙地震反应的影响规律,进一步验证了本文提出的简化分析方法的可行性。

1 基于Pasternak地基模型的简化分析方法

本文在建立多层土-挡土墙系统模型和公式推导过程中做如下假设:(1)挡土墙和土与基岩紧密结合,不存在滑移与脱开;(2)上下两层土在交界面处位移协调;(3)基岩处垂直入射的横向S波为稳态简谐波,基岩侧向位移函数为 $u_g e^{i\omega t}$, ω 为入射波频率, u_g 为基岩侧向位移幅值,基岩加速度幅值 $A_g = -\omega^2 u_g$ 。由于时间函数 $e^{i\omega t}$ 在算式各项中都会出现,故可以约去。

本文的简化计算模型如图1所示。该模型中挡土墙厚度为 t_w ,弹性模量为 E_w ,截面惯性矩为 I_w ,泊松比为 ν_w ,密度为 ρ_w ,基岩埋深和填土高度均为 H_n 。假定挡土墙后各层填土为均质、各向同性的弹性材

料,其等效弹性模量 $E_{si}^* = E_{si} \sqrt{1 + 2i\beta_0}$,泊松比为 ν_s ,密度为 ρ_s ,其中 E_{si} 与 β_0 分别表示第 i 层土的弹性模量和阻尼比,剪切模量和 S 波波速可分别表示为 $G_{si}^* = E_{si}^*/2(1 + \nu_s)$, $V_{si}^* = V_{si} \sqrt{1 + 2i\beta_0}$ 。

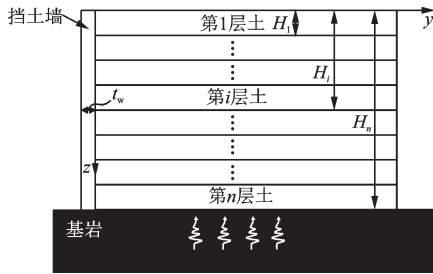


图1 垂直入射 S 波作用下的土-挡土墙系统

Fig.1 The soil-wall system under vertically propagating waves

1.1 层状地基的自由场侧向位移求解

水平地震作用下,自由场侧向位移 $u_{fi}(z)$ 可以表示为:

$$u_{fi}(z, t) = U_{fi}(z, t) + u_g \quad (1)$$

式中, $U_{fi}(z, t)$ 表示土体自由场相对基岩的侧向位移。

根据 K. Aki 等^[20]的研究成果,横向地震作用下自由场侧向位移的控制方程可表示为:

$$\frac{d^2 U_{fi}(z, t)}{dz^2} + \psi_{fi}^2 U_{fi}(z, t) = -\psi_{fi}^2 u_g \quad (2)$$

式中, $\psi_{fi} = \sqrt{\omega^2 / V_{si}^*}$ 。

式(2)自由场微分方程解的形式可表达为:

$$U_{fi}(z) = B_i \cos(\psi_{fi} z) + C_i \sin(\psi_{fi} z) - u_g \quad (3)$$

由于土体表面无约束,土体顶面剪应力为 0;土层交界面处土体侧向位移相等,切应力相等;而墙底固定在基岩上,无相对位移。自由场边界条件可表达为:

$$G_{s1}^* \frac{dU_{f1}}{dz} = 0, (z = 0) \quad (4a)$$

$$U_{fi} = U_{f(i+1)}, (z = H_i) \quad (4b)$$

$$G_{si}^* \frac{dU_{fi}}{dz} = G_{s(i+1)}^* \frac{dU_{f(i+1)}}{dz}, (z = H_i) \quad (4c)$$

$$U_{fn} = 0, (z = H_n) \quad (4d)$$

将边界条件式(4(a~d))代入式(3)解得 B_i, C_i 。

1.2 挡土墙的侧向位移求解

图 2 为基于 Pasternak 地基模型的土-挡土墙动力相互作用模型,通过引入剪切系数 g_{si} 考虑土中剪力的传递,弥补了 Winkler 地基模型的不足,更准确地反映了土对挡土墙的动力作用。在竖直方向上按照土体天然情况分层,墙后土体对挡土墙的作用由分布弹簧模拟土体弹性力,由剪切层模拟土中剪力传递影响,采用 Pasternak 地基模型对每层土体中的挡土墙建立控制方程。则第 i 段墙的水平振动方程可表达为:

$$E_w I_w \frac{\partial^4 u_{wi}(z, t)}{\partial z^4} + M_w \frac{\partial^2 u_{wi}(z, t)}{\partial t^2} - g_{si} \frac{\partial^2 (u_{wi} - u_{fi})}{\partial z^2} + K_{si} (u_{wi} - u_{fi}) = 0 \quad (5)$$

式中, $M_w = \rho_w t_w$ 表示墙身线密度; $u_{wi}(z)$ 表示第 i 层墙的侧向位移; K_{si} 表示地基土弹簧系数。

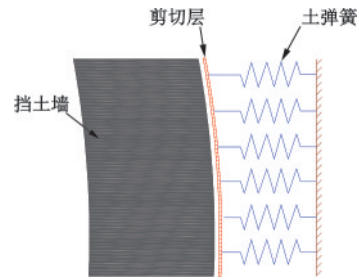


图2 基于 Pasternak 地基模型的土-挡土墙相互作用模型

Fig.2 The soil-wall interaction model based on Pasternak foundation model

式(5)可以进一步化简为:

$$\frac{d^4 u_{wi}(z)}{dz^4} - \gamma_i^2 \frac{d^2 u_{wi}(z)}{dz^2} + \eta_i^4 u_{wi}(z) = \xi_i u_{fi}(z) \quad (6)$$

式中,

$$\gamma_i = \sqrt{g_{si} / E_w I_w} \quad (7a)$$

$$\eta_i = \sqrt[4]{(K_{si} - \rho_w t_w \omega^2) / E_w I_w} \quad (7b)$$

$$\xi_i = K_{si} / E_w I_w \quad (7c)$$

式(6)的通解可表示为:

$$u_{wi}(z) = \sum_{j=1}^4 A_j f_j(z) + \zeta_i u_{fi}(z) \quad (8)$$

式中, A_j 为未知常数; $\zeta_i = \xi_i / (\psi_{fi}^4 + \psi_{fi}^2 \gamma_i^2 + \eta_i^4)$ 当 $\eta_i^4 \geq (\gamma_i/2)^2$ 时, $f_j(z)$ 解的形式见表 1。

需要指出的是, α, β 的表达形式会因 η_i^4 和

表 1 函数 $f_j(z)$ 解的形式

Table 1 Solution functions of $f_j(z)$

参数	表达式
α_i	$\sqrt{\eta_i^2/2 + \gamma_i/4}$
β_i	$\sqrt{\eta_i^2/2 - \gamma_i/4}$
$f_1(z)$	$\sin h(\alpha_i H_i) \cos(\beta_i H_i)$
$f_2(z)$	$\cos h(\alpha_i H_i) \sin(\beta_i H_i)$
$f_3(z)$	$\sin h(\alpha_i H_i) \sin(\beta_i H_i)$
$f_4(z)$	$\cos h(\alpha_i H_i) \cos(\beta_i H_i)$

$(\gamma_i/2)^2$ 的大小关系发生变化,而在实际中,大多数工况下 $\eta_i^4 \geq (\gamma_i/2)^2$,故 $\eta_i^4 < (\gamma_i/2)^2$ 的情况在此不再赘述^[21]。

考虑土层在交界面处侧向位移及应力平衡,边界条件可表示为:

$$\frac{d^2 u_{w1}}{dz^2} = 0, (z=0) \quad (9a)$$

$$E_w I_w \frac{d^3 u_{w1}}{dz^3} - g_{si} \frac{du_{w1}}{dz} = 0, (z=0) \quad (9b)$$

$$\frac{du_{wi}}{dz} = \frac{du_{w(i+1)}}{dz}, (z=H_i) \quad (9c)$$

$$u_{wi} = u_{w(i+1)}, (z=H_i) \quad (9d)$$

$$E_w I_w \frac{d^3 u_{wi}}{dz^3} - g_{si} \frac{du_{wi}}{dz} = E_w I_w \frac{d^3 u_{w(i+1)}}{dz^3} - \quad (9e)$$

$$g_{s(i+1)} \frac{du_{w(i+1)}}{dz}, (z=H_i)$$

$$\frac{d^2 u_{wi}}{dz^2} = \frac{d^2 u_{w(i+1)}}{dz^2}, (z=H_i) \quad (9f)$$

$$\frac{du_{wn}}{dz} = 0, (z=H_n) \quad (9g)$$

$$u_{wn} = u_g, (z=H_n) \quad (9h)$$

将边界条件式(9(a~h))带入式(8)解得 A_i 。

2 Pasternak 地基模型的双参数求解

Pasternak 地基模型中 K_{si} 与 g_{si} 的取值一直是困扰岩土界的难点问题。C.V.G. Vallabhan 等^[22]提出 K_{si} 与 g_{si} 的表达式与参数 γ 密切相关,他提出 K_{si} 与 g_{si} 的表达式分别为:

$$K_{si} = \frac{(1-\nu)E_{si}^*}{(1+\nu)(1-2\nu)} \int_0^\infty \left(\frac{d\phi(y)}{dy} \right)^2 dy \quad (10a)$$

$$g_{si} = \frac{E_{si}^*}{2(1+\nu)} \int_0^\infty (\phi(y))^2 dy \quad (10b)$$

式中, γ 为修正 Vlasov 地基模型中迭代因子,现有研究并未获得其解析表达式, H. Tanahashi^[23] 将其定义为 0, 而根据 Q.J. Liu 等^[21] 的研究成果, γ 在大多数情况不等于 0。本文采用修正 Vlasov 地基模型获得了迭代因子 γ 的值, 然后通过 γ 确定了地基土弹簧系数 K_{si} 和地基土剪切系数 g_{si} 。具体求解过程如下:

首先,求解垂直 S 波入射下的自由场方程;在此基础上,求解土-挡土墙系统总能量。土-挡土墙系统势能为:

$$\begin{aligned} \Pi = \Pi_{\text{wall}} + \Pi_{\text{soil}} = & \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \int_{H_{i-1}}^{H_i} E_w I_w \left(\frac{d^2 u_{wi}}{dz^2} \right)^2 dz + \\ & \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \int_{H_{i-1}}^{H_i} \int_0^\infty \sigma_{yi} \epsilon_{yi} + \sigma_{zi} \epsilon_{zi} + \sigma_{yzi} \epsilon_{yzi} dy dz \end{aligned} \quad (11)$$

系统动能为:

$$\begin{aligned} T = & \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \int_{H_{i-1}}^{H_i} \rho_w t_w \left(\frac{du_{wi}}{dt} \right)^2 dz + \\ & \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \int_{H_{i-1}}^{H_i} \int_0^\infty \rho_{si} \left(\frac{du_y}{dt} \right)^2 dy dz \end{aligned} \quad (12)$$

利用 Hamilton 原理可以得到:

$$\int_{t_1}^{t_2} \delta T - \delta \Pi dt = 0 \quad (13)$$

对式(13)进行变分,收集 $\delta\phi$ 的系数得到衰减函数 ϕ 的控制方程为:

$$\frac{d^2 \phi(y)}{dy^2} - \gamma^2 \phi(y) = 0 \quad (14)$$

考虑衰减函数的边界条件 $\phi(0)=1$, $\phi(\infty)=0$, 解得衰减函数表达式为:

$$\phi(y) = e^{-\gamma y} \quad (15)$$

收集 $\delta \frac{du_{wi}}{dz}$ 的系数得到 u_w 的控制方程为:

$$\begin{aligned} E_w I_w \frac{\partial^4 u_{wi}(z)}{\partial z^4} + \rho_w t_w \frac{\partial^2 u_{wi}(z)}{\partial t^2} + m_{si} \frac{\partial^2 u_{wi}(z)}{\partial t^2} - \\ g_{si} \frac{\partial^2 (u_{wi} - u_{fi})}{\partial z^2} + K_{si} (u_{wi} - u_{fi}) = 0 \end{aligned} \quad (16)$$

式中,

$$K_{si} = E_{si}^* \int_0^\infty \left(\frac{d\phi(y)}{dy} \right)^2 dy \quad (17a)$$

$$g_{si} = G_{si}^* \int_0^\infty (\phi(y))^2 dy \quad (17b)$$

$$m_{si} = \rho_{si} \int_0^{\infty} (\phi(y))^2 dy \quad (17c)$$

将边界条件式(9(a~h))带入式(16)解出 u_{wi} 的通解。

最终求解的 γ 为:

$$\gamma^2 = \frac{\sum_{i=1}^n \int_{H_{i-1}}^{H_i} G_{si}^* \left(\frac{du_{wi}}{dz} - \frac{du_{fi}}{dz} \right)^2 dz - \sum_{i=1}^n \int_{H_{i-1}}^{H_i} \rho_{si} \left(\frac{du_{wi}}{dt} - \frac{du_{fi}}{dt} \right)^2 dz}{\sum_{i=1}^n \int_{H_{i-1}}^{H_i} E_{si}^* (u_{wi} - u_{fi})^2 dz} \quad (18)$$

γ 需要通过多次迭代即可获得较为精确的解。

3 方法验证

3.1 模型参数设计

根据 Q.J. Liu 等^[21] 的研究,地震作用下挡土墙沿墙高分布的应力表达式利用迭代值 γ 表达为:

$$\sigma_{wi} = \eta_i^2 \gamma G_{si}^* (u_{fi} - u_{wi}) \quad (19)$$

剪力和弯矩可分别表达为:

$$Q_w = \int_0^z \sigma_{wi} dz \quad (20a)$$

$$M_w = \int_0^z \sigma_{wi} z dz \quad (20b)$$

下文中的位移、应力、剪力和弯矩分别归一化表示^[24] 为 $\tilde{u} = u_w V_{si} / A_g H_4^2$, $\tilde{\sigma} = \sigma_w / \rho_{si} A_g H_4$, $\tilde{Q} = Q_w / \rho_{si} A_g H_4^2$, $\tilde{M} = M_w / \rho_{si} A_g H_4^3$, 并引入参数相对柔度:

$$d_w = \frac{G_s H^3}{D_w} \quad (21)$$

式中, G_s 和 H 为均质单层填土时的剪切模量和填土高度; D_w 为墙体单位长度的抗弯刚度, 表达式为 $D_w = \frac{E_w I_w}{1 - \nu_w^2}$ 。

3.2 方法对比验证

为了验证本文方法的正确性, 将各层土模量取相同值, 退化为均质土模型进行验证。计算 $\omega \rightarrow 0$ 时不同 d_w 下的墙体侧向位移, 并与 A.S. Veletsos 等^[24] 和 A.H. Younan 等^[25] 在不考虑墙体质量情况下得到的结果进行比较。墙的厚度 $t_w = 0.8$ m, 墙高 $H = 8$ m, 墙的弹性模量 $E_w = 25$ GPa, 墙的泊松比

$\nu_w = 0.2$, 土体密度 $\rho_s = 1600$ kg/m³, 土的泊松比 $\nu_s = 1/3$, 计算结果对比如图 3 所示。从图 3 中很显然可以得知, 用本文方法求得的挡土墙侧向位移 u_w^{st} 与文献[24-25]文中的计算墙体侧向位移吻合较好, 而 Winkler 地基模型的计算结果与文献[24-25]相比, 除了 $d_w = 40$ 的结果偏大以外, 其余均偏小且偏差较大。

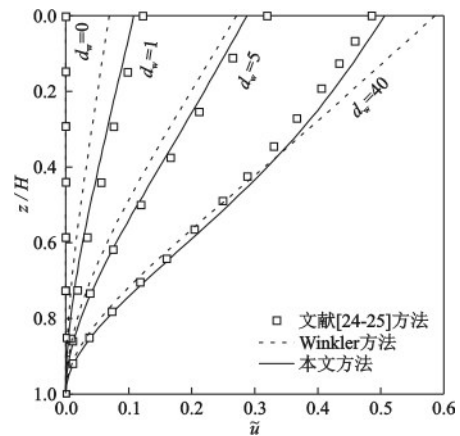


图 3 不同方法计算墙体侧向位移的对比

Fig.3 Comparison on the horizontal displacement of the retaining wall by the different methods

4 软夹层的影响分析

在实际工程中, 层状地基较为常见, 而软夹层的存在将对挡土墙的抗震产生不利影响。在下文的参数分析中, 取输入波频率 ω 为 0.1 倍土体固有频率, 针对软夹层位于不同埋深、土层间的模量比和软夹层不同厚度三个因素分析其对挡土墙地震响应的规律, 同时进一步验证本文方法的可行性。在考虑软夹层土体不同模量时, 泊松比和密度均视为不变, 墙体参数不变。为方便比较, 将墙后土体从表面至基岩表面分为 5 层, 先考虑均质土地, 再考虑将软夹层变化进行分析, 定义 E_s/E_{soft} 为均质土层与软夹层模量比。土层参数见表 2。

4.1 软夹层埋深的影响

如图 4 所示, 本文分别把 1 m 厚的软夹层置于墙后土体的表面、中间和底部三种工况, 将模型中土体参数进行调整。当软夹层置于第 1 土层时为表

表2 土层参数

Table 2 Parameters of soil

土层编号	厚度/m	密度/(kg·m ⁻³)	弹性模量/kPa	阻尼比	泊松比
1	1	1 800	9 233	0.05	1/3
2	2.5	1 800	9 233	0.05	1/3
3	1	1 800	9 233	0.05	1/3
4	2.5	1 800	9 233	0.05	1/3
5	1	1 800	9 233	0.05	1/3
软夹层	1	1 800	$E_s/E_{soft} = 1, 2, 5, 10, 15, 20$	0.05	1/3

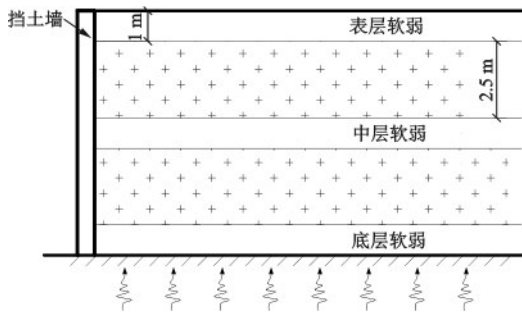


图4 软夹层不同埋深时的计算模型

Fig.4 Calculation model at different positions of soft-layer soil

层软弱,将软夹层置于第3层时为中层软弱,将软夹层置于第5层时为底层软弱。一般土体与软夹层土体的弹性模量比为 $E_s/E_{soft} = 10$ 。

图5给出了三种不同位置软夹层对应的墙体水平侧移,从图5中可以分析出,软夹层的存在对挡土墙的墙顶侧向位移存在明显的放大效应,但软夹层处于不同位置时的放大效应存在显著差异。当软夹层位于墙后土体表层时对挡土墙顶部侧向位移的影响较小;当软夹层位于中间埋深时影响最大,相对均质土挡土墙顶部侧向位移增加113.39%;当软夹层位于底层时,挡土墙顶部侧向位移增加了47.72%。刘立平^[26]通过有限元软件计算了地震作用下软夹层位于不同位置时的自由场侧向位移,结果显示软夹层位于中层时自由场侧向位移最大,位于底层时次之,位于表层时影响最小,而自由场侧向位移的增大很可能增大墙体侧向位移,充分说明本文方法能够准确地预测软夹层埋深变化对挡土墙水平侧移的影响规律。

挡土墙所受的剪力和弯矩也是抗震性能评价的重要指标,通常认为挡土墙的剪力和弯矩最大值

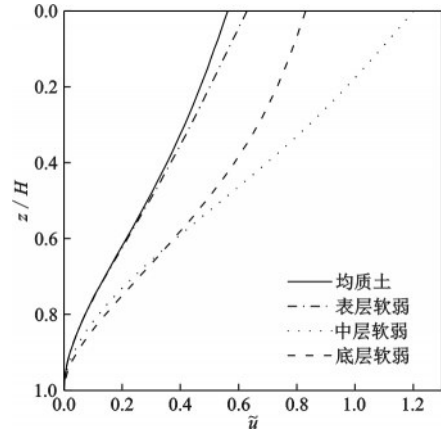


图5 软夹层位于不同位置时的墙体侧向位移

Fig.5 Comparison of wall displacement at different positions of soft-layer soil

出现在墙底部。本文表3列举了软夹层位于不同位置时墙底的弯矩和剪力。从表3可以看出,当软夹层位于表层时,软夹层的存在对墙体的剪力和弯矩影响并不大;当软夹层位于中层时,墙底剪力增加了53.23%,墙底弯矩增加了137.68%;软夹层位于底层时,墙底剪力增加了312.44%,墙底弯矩增加了581.88%。这说明软夹层会降低对挡土墙的约束作用,使得软夹层上部土体对挡土墙的应力放大,而应力沿墙高积分即是剪力和弯矩,软夹层位置越深,软夹层上部土体越厚,挡土墙底部剪力和弯矩的放大效应越明显。

表3 软夹层位于不同位置时墙底的剪力和弯矩

Table 3 The bending moment and shear force at the wall bottom with different soft layer distribution

墙后土层	\tilde{Q}	\tilde{M}
均质土	0.434	0.138
顶层软夹层	0.429	0.128
中层软夹层	0.665	0.328
底层软夹层	1.790	0.941

4.2 软夹层土体模量变化的影响

构筑物在地震作用下的动力响应会在软夹层处发生较大突变,为研究软夹层模量变化对挡土墙动力响应的影响,将软夹层置于中间土层,取模量比 $E_s/E_{soft} = 1, 2, 5, 10, 15, 20$ 。图6为分析不同软夹层模量比影响的计算模型。

图7(a)给出了软夹层不同模量比条件下墙身

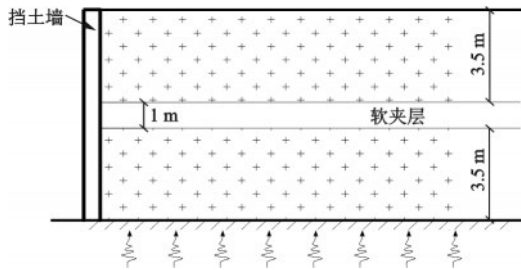


图6 不同软夹层模量比的计算模型

Fig.6 Calculation model for different modulus values of soft-layer soil

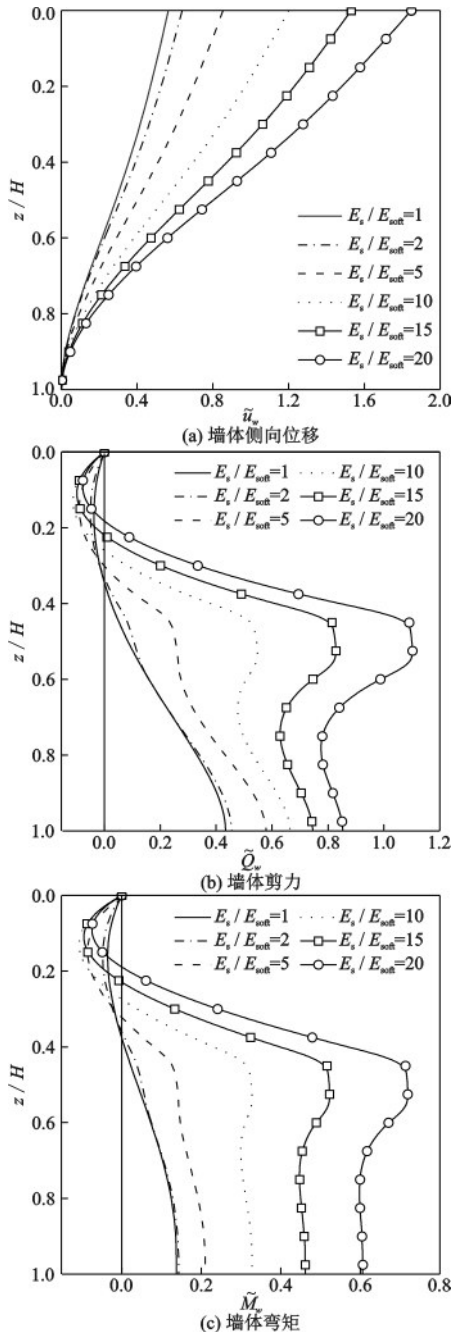


图7 不同软夹层模量比的墙身侧向位移和内力

Fig.7 Comparison of displacement and internal force at different modulus values of soft-layer soil

的侧向位移曲线。从图中可以看出,随模量比的增大,相较于均质土情况下的墙顶侧向位移的增加幅值分别为 12.92%、51.15%、112.57%、170.8%、226.9%。与前文的机理相似,这是因为土-挡土墙的相互作用在软夹层处更为强烈,当软夹层的模量减小时,墙与土模量差别增大,挡土墙上部土层的土-挡土墙动力相互作用随着软夹层的模量降低而逐渐加强。从图 7(b)中可以看出,均质土中挡土墙的最大剪力发生在底端,随着一般土层与软夹层模量比的增大,夹层处剪力逐渐增大,在夹层的上下表面出现剪力峰值,夹层厚度范围内剪力变化平缓。随着模量比的进一步增大到 15 后,夹层中的剪力峰值有超过墙底剪力的现象。这可以解释为软夹层会削弱土体对墙体的约束作用,在软夹层与上下土层交界面处产生较大的剪力突变,而模量比越大,软夹层相较于上下土层对墙体的约束作用减小更为显著,甚至超过墙底剪力。图 7(c)表示不同软夹层模量比情况下,挡土墙的弯矩分布,其分布与图 7(b)的挡土墙剪力分布规律较为相似,软夹层模量比的变化会对弯矩产生显著影响,随着模量比进一步增大到 15 后,挡土墙身中部产生了超过墙底的弯矩值。

4.3 软夹层厚度变化的影响

如图 8 所示,为研究软夹层厚度变化对挡土墙的地震反应影响,将软夹层置于中间层,取模量比为 10,软夹层厚度分别为 1、2、3 m 进行分析。

图 9(a)给出了不同软夹层厚度情况下的墙身侧向位移。软夹层厚度分别为 2、3 m 时,相较于 1 m 厚软夹层情况下墙顶侧向位移的增幅分别为 51.39% 和 102.25%。图 9(b)和图 9(c)分别表示软夹层不同厚度情况下的墙身剪力和弯矩。挡土墙的剪力和弯矩在软夹层中的变化较为平缓,而在软夹层与上下土层交界面处会发生突变。软夹层厚度分别为 2、3 m 时,相较于 1 m 厚软夹层情况下夹层处墙体最大剪力增幅分别为 43.25% 和 64.05%,最大弯矩增幅分别为 56.4% 和 85.98%,在软夹层处的最大剪力和弯矩值会出现大于墙底剪力和弯矩的情况。与前文的机理相似,这是因为软夹层的存在削弱了土体对墙身的约束作用,而夹层厚度的增加会使这一变化趋势更为剧烈。

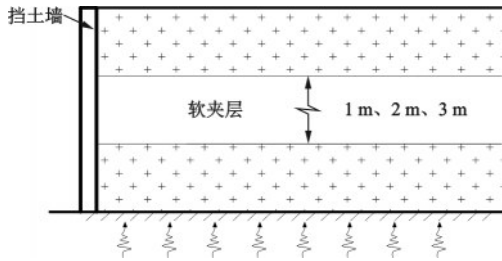


图8 不同软夹层厚度的计算模型

Fig.8 Calculation model for different thickness values of soft-layer soil

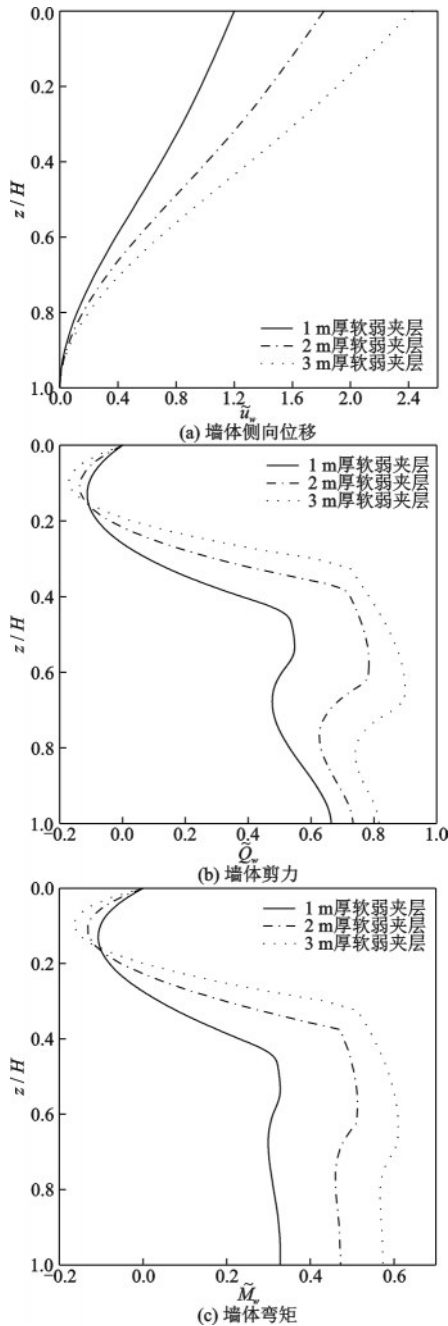


图9 软夹层厚度不同时的墙身侧向位移和内力

Fig.9 Comparison of displacement and internal force at different thickness values of soft-layer soil

5 结论

建立了成层地基土-挡土墙动力相互作用的简化分析模型和解析方法。通过与已有方法进行对比,验证了本文方法的可行性和可靠性。同时,通过对墙后填土含软夹层的挡土墙在水平地震作用下的地震反应分析,可以得出如下结论:

(1) 把本文建立的成层地基土-挡土墙动力相互作用的理论分析方法退化到均质单一土层时,计算结果与文献[24-25]中提出的方法计算结果非常接近,说明本文建立的多层地基中挡土墙水平地震反应的理论分析方法具有很好的可靠性。

(2) 通过使用本文的多层地基中挡土墙水平地震反应的理论分析方法,证明软夹层的存在明显放大挡土墙的侧向位移反应,但软夹层处于不同位置时墙体侧向位移放大效应不同。总体来看,软夹层位于中层时放大效应最大,底层次之,表层最弱。

(3) 当土中存在软夹层时,随着土层模量比的增大,墙身在软夹层处的剪力和弯矩迅速增加,甚至将出现软夹层位置的内力值超过墙底处的弯矩和剪力值,随着软夹层厚度的增加也会出现同样的现象。

参考文献:

- [1] 刘恢先. 唐山大地震震害(第二册) [M]. 北京: 地震出版社, 1986.
Liu H X. The damage of the Tangshan earthquake (Book 2) [M]. Beijing: Seismological Press, 1986. (in Chinese)
- [2] 周德培, 张建经, 汤涌. 汶川地震中道路边坡工程震害分析 [J]. 岩石力学与工程学报, 2010, 23(3): 565-576.
Zhou D P, Zhang J J, Tang Y. Seismic damage analysis of road slopes in Wenchuan earthquake [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2010, 23(3): 565-576. (in Chinese)
- [3] 中国地震局检测预报司. 中国大陆地震灾害损失评估汇编(1996-2000) [M]. 北京: 地震出版社, 2001.
Monitoring and Forecasting Department of China Earthquake Administration. Assembly of earthquake damage losses in Mainland China (1996-2000) [M]. Beijing: Seismological Press, 2001. (in Chinese)
- [4] 中国地震局检测预报司. 中国大陆地震灾害损失评估

- 汇编(2006-2010)[M].北京:地震出版社,2015.
- Monitoring and Forecasting Department of China Earthquake Administration. Assembly of earthquake damage losses in Mainland China (2006-2010) [M]. Beijing: Seismological Press, 2015. (in Chinese)
- [5] 梁发云,李彦初,黄茂松.基于Pasternak双参数地基模型水平桩简化分析方法[J].岩土工程学报,2013,35(增1):300-304.
- Liang F Y, Li Y C, Huang M S. Simplified method for laterally loaded piles based on Pasternak double-parameter spring model for foundations[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2013, 35(Sup1): 300-304. (in Chinese)
- [6] Nadim F, Whitman R V. Seismically induced movement of retaining walls[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1983, 109(7): 915-931.
- [7] Okabe S. General theory of earth pressure and seismic stability of retaining wall and dam[J]. Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, 1924, 10(5): 1277-1323.
- [8] Mononobe N, Matsuo H. On the determination of earthquake pressure during earthquake [C] //Proceedings of the World Engineering Congress. Japan: [s.n.], 1929:177-185.
- [9] Steedman R S, Zeng X. The influence of phase on the calculation of pseudo-static earth pressure on a retaining wall[J]. Géotechnique, 1990, 40(1): 103-112.
- [10] Scott R F. Earthquake-induced pressures on retaining walls[C]//Proceedings of the Fifth World Conference on Earthquake Engineering. Italy:[s.n.], 1973: 1611-1620.
- [11] Winkler E. Theory of elasticity and strength [M]. Prague:[s.n.], 1867.
- [12] Pasternak P L. Fundamentals of a new method of analyzing structures on an elastic foundation by means of two foundation constants[M]. Moscow: Gosudarstvennoe Izdatel'stvo Literatury po Stroitel'stvu i Arkhitekture, 1954.
- [13] 张蕾,高广运,高盟.基床系数确定方法的讨论[J].地下空间与工程学报,2011,7(4):812-818.
- Zhang L, Gao G Y, Gao M. Discussion on the calculation method of coefficient of subgrade reaction[J]. Chinese Journal of Underground Space and Engineering, 2011, 7(4): 812-818.(in Chinese)
- [14] Biot M A. Bending of an infinite beam on an elastic foundation[J]. Journal of Applied Mechanics, ASME, 1937, 4(1): 1-7.
- [15] Vesic A S. Bending of beams resting on isotropic elastic solids[J]. Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, 1961, 87(2): 35-53.
- [16] 俞剑,张陈蓉,黄茂松.被动状态下埋管的地基模量[J].岩石力学与工程学报,2012,31(1):123-132.
- Yu J, Zhang C R, Huang M S. Subgrade modulus of underground pipelines subjected to soil movement [J]. Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering, 2012, 31(1): 123-132.(in Chinese)
- [17] 马少俊,韩同春,黄福明,等.地震荷载作用下双层填土的主动土压力计算[J].浙江大学学报(工学版),2012,46(3):470-475.
- Ma S J, Han T C, Huang F M, et al. Seismic active earth pressure on retaining wall with two-layer of cohesive backfill [J]. Journal of Zhejiang University (Engineering Science), 2012, 46(3): 470-475.(in Chinese)
- [18] Ke W, Liu Q, Zhang C. Kinematic bending of single piles in layered soil [J]. Acta Geotechnica, 2018, 14(1): 101-110.
- [19] Vallabhan C V G, Das Y C. Modified Vlasov model for beams on elastic foundations[J]. Journal of Engineering Mechanics-ASCE, 1991, 117(6): 956-66.
- [20] Aki K, Richards P G. Quantitative seismology [M]. Sausalito: University Science Books, 2002.
- [21] Liu Q J, Tian Y X, Deng F J. Dynamic analysis of flexible cantilever wall retaining elastic soil by a modified Vlasov-Leontiev model [J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014, 63: 217-225.
- [22] Vallabhan C V G, Das Y C. Parametric study of beams on elastic foundation [J]. Journal of Engineering Mechanics-ASCE, 1988, 114(12): 2072-2082.
- [23] Tanahashi H. Formulas for an infinitely long Bernoulli-Euler beam on the Pasternak model [J]. Journal of the Japanese Geotechnical Society, 2004, 44(5): 109-118.
- [24] Veletsos A S, Younan A H. Dynamic response of cantilever retaining walls [J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1997, 123(2): 161-172.
- [25] Younan A H, Veletsos A S. Dynamic response of flexible retaining walls [J]. Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 2000, 29(12): 1815-1844.
- [26] 刘立平.水平地震作用下桩-土-上部结构弹塑性动力相互作用分析[D].重庆:重庆大学,2004.
- Liu L P. Study on pile-soil-superstructure elasto-plastic dynamic interaction under the horizontal earthquake action [D]. Chongqing: Chongqing University, 2004. (in Chinese)

(本文责编:池营营)