

高速铁路刚性面板加筋土挡墙地震作用下 变形计算方法研究

潘申鑫^{1,2}, 蒋关鲁^{1,2}, 刘先峰^{1,2}, 黄鑫^{1,2}, 袁胜洋^{1,2}, 曹丽君^{1,2}, 何梓雷^{1,2}, 周诗广³

(1. 西南交通大学 高速铁路线路工程教育部重点实验室, 四川 成都 610031; 2. 西南交通大学 土木工程学院, 四川 成都 610031;
3. 中国铁道学会, 北京 100844)

摘要: 为提升我国高速铁路刚性面板加筋土挡墙抗震设计水平, 结合前期振动台试验与数值模拟的研究成果, 揭示刚性面板加筋土挡墙在地震作用下的变形演化机制, 建立震后面板水平位移、表层沉降计算方法。研究结果表明: (1) 加筋土挡墙变形演化历程可划分为3个阶段, 随着地震强度增大, 结构损伤逐渐向土体内部发展, 表层沉降近似由三角形分布逐步转变为双峰形分布, 最大峰值沉降位置逐步由面板附近转移至格栅末端附近。(2) 地震作用下结构变形至破坏全过程可采用双楔形理论计算, 锚固楔形法仅适用于结构上部筋材抗拔未失效的情况; (3) 基于弹性地基梁理论和双楔形理论, 建立了地震作用下考虑筋材失效机制的面板水平位移计算方法; (4) 结合表层沉降的空间分布特点, 将其简化为三角形分布和双三角形叠加分布, 提出了地震作用下表层沉降计算方法; (5) 面板底部边界条件对面板受力和变形影响显著, 与底部固定铰支相比, 固定刚接时面板水平位移减小, 但面板截面所受的最大弯矩和剪力显著增大。研究成果可为高速铁路加筋土挡墙设计提供参考, 同时也有助于推动该结构从容许应力法向性能设计法的转变。

关键词: 路基工程; 加筋土挡墙; 水平位移; 表层沉降; 双楔形理论; 刚性面板; 地震作用

中图分类号: U 416

文献标识码: A

文章编号: 1000-6915(2025)09-2345-15

Deformation calculation methods of rigid facing reinforced soil retaining walls for high-speed railway under seismic action

PAN Shenxin^{1,2}, JIANG Guanlu^{1,2}, LIU Xianfeng^{1,2}, HUANG Xin^{1,2}, YUAN Shengyang^{1,2},
CAO Lijun^{1,2}, HE Zilei^{1,2}, ZHOU Shiguang³

(1. Key Laboratory of High-Speed Railway Engineering of Ministry of Education, Southwest Jiaotong University, Chengdu, Sichuan 610031, China; 2. School of Civil Engineering, Southwest Jiaotong University, Chengdu, Sichuan 610031, China;
3. China Railway Society, Beijing 100844, China)

Abstract: To enhance the seismic design standards of rigid-facing reinforced soil retaining walls for high-speed railway in China, this study builds upon prior shaking table tests and numerical simulations to elucidate the deformation evolution mechanisms of such walls under seismic action and establishes calculation methods for post-earthquake horizontal displacement of the facing and surface settlement. The research findings indicate:

收稿日期: 2025-04-14; **修回日期:** 2025-05-23

基金项目: 国家重点研发计划 (2022YFE0104600); 国家自然科学基金资助项目 (52378463, 52478475)

Supported by the National Key Research and Development Program (Grant No. 2022YFE0104600) and National Natural Science Foundation of China (Grant Nos. 52378463 and 52478475)

作者简介: 潘申鑫 (1997-), 男, 2019年毕业于西南交通大学铁道工程专业, 现为博士研究生, 主要从事道路与铁道、岩土工程等方面的研究工作。E-mail: panshenxin@my.swjtu.edu.cn. 通讯作者: 蒋关鲁 (1962-), 男, 博士, 现任教授、博士生导师, E-mail: wgljiang@swjtu.edu.cn

DOI: 10.3724/1000-6915.jrme.2025.0238

(1) The deformation process comprises three distinct stages, with increasing seismic intensity causing structural damage to propagate inward. Surface settlement distribution transitions from triangular to bimodal, with peak settlement shifting from near the facing toward the reinforcement ends. (2) The entire deformation-to-failure process can be calculated using the double-wedge method, whereas the anchored wedge method is only applicable when the pullout resistance of upper reinforcements remains effective under seismic action. (3) Based on the elastic foundation beam theory and the double-wedge calculation method, a computational method for determining horizontal displacement of rigid facing in geosynthetic-reinforced soil retaining walls was developed, explicitly incorporating reinforcement failure mechanisms under seismic action. (4) Simplified into triangular and superimposed double-triangular distributions based on surface settlement's spatial characteristics, a calculation method for seismic-induced settlement was proposed. (5) Boundary conditions at facing bottoms significantly influence structural behavior: compared with fixed hinge connections, fixed rigid connections reduce horizontal displacement but increase maximum bending moment and shear force in facing sections. These insights provide valuable references for the design of high-speed railway reinforced soil retaining walls, while also facilitating the transition from the allowable stress design method to performance-based design methods for such structures.

Key words: subgrade engineering; reinforced soil retaining wall; horizontal displacement; surface settlement; double-wedge theory; rigid facing; seismic action

1 引言

加筋土挡墙作为柔性支挡结构,通过面板-筋材-填土协同变形实现地震能量耗散^[1],相较于传统重力式挡墙具有更好的抗震韧性。但柔性特征可能带来较大位移,影响结构使用功能。

李思汉等^[2]对比了组合式、模块加反包式、模块式和格宾式 4 种面板型式的加筋土挡墙,发现其在地震作用下变形模式各异,并指出国外规范虽已设定水平位移阈值,但普遍忽视面板型式的影响差异^[3]。M. Sabermahani 等^[4-5]的研究表明,地震作用下刚性面板加筋土挡墙具有更好的变形特性和抗震性能,因此该结构多应用在对变形控制要求严格的工程中,这也是日本新干线铁路^[6-7]加筋土挡墙设计中强调使用刚性面板的原因。此外, C. Xu 等^[8]研究了土工合成材料的加固机制; F. Y. Liu 等^[9]分析了土工格栅与橡胶-砂土混合物的剪切特性; 潘申鑫等^[10]探究了地震作用下土工格栅的力学行为; 肖成志等^[11]开展了模块式加筋土挡墙工作性能的研究,并进一步分析了台阶式加筋土挡墙面板水平位移与稳定性的关系^[12-13]; P. Xu 等^[14-15]通过振动台试验探究了结构的抗震性能。随着加筋土挡墙的工作机制与性能演化研究的不断深入,学者们普遍认为面板的水平位移是加筋土挡墙性能评价的重要指标,并提出了不同条件下面板水平位移计算方法,主要分为筋材与填土分离分析和整体系统分析^[16-17],涵盖了极限平衡法、拟静力法、能量法及数值模拟等^[18-19]。

H. Liu 和 G. Yang^[20]针对传统计算方法忽略了加筋土体背部位移的缺陷,提出了加筋土挡墙分区变形计算方法。李婷等^[21-22]在此基础上形成了水平位移分区计算理论,然而,该理论采用固定的潜在破裂面进行计算,无法考虑筋材铺设长度的影响。李思汉等^[3]系统梳理了静-动荷载作用下位移计算方法:静力计算方面, FHWA, Geoservice 和 CTI 等方法参数简单,仅需墙高、筋材长度等少量参数,而 J. T. H. Wu 等^[23]、M. T. Adams 等^[24]、王丽艳等^[25]等方法虽综合考虑填土和筋材参数,却忽略面板刚度的影响;动力(地震)计算多基于 Newmark 滑块理论,但受限于复杂参数和地震波预测困难,很难用于实际工程设计中。随着数值模拟的逐渐普及, K. Z. Z. Lee 等^[26]建立了地震作用下模块式加筋土挡墙数值模型;刘华北等^[27-28]考虑了筋材蠕变、地震效应,建立了结构有限元模型分析面板的水平位移;陈建峰等^[29]建立了软土地基刚/柔性组合墙面加筋土挡墙离散-连续耦合数值模型。但数值模拟易受本构模型选择及参数敏感性制约,导致其在实际工程设计应用中仍存在较大的局限性^[21]。目前,弹性地基梁法已广泛应用于岩土、隧道和桥梁等领域^[30-32]。杨明和吴德伦^[33]基于弹性地基梁法提出了加筋土挡墙面板水平变形计算方法,该方法可综合考虑面板刚度、筋材与填土相互作用,具有工程实用优势,但存在 3 个局限:(1) 模型水平位移计算精度受墙背土压力分布和筋材破裂面形状假定影响;(2) 未考虑地震工况;(3) 无法反映筋材长度对面板水平位移影响。

高速铁路对变形控制要求极为严格, 尤其是无砟轨道。因此, 推荐采用刚性面板加筋土挡墙。但受限于上述原因, 我国规范^[34]采用容许应力法设计, 未明确结构变形控制阈值, 缺乏对应计算方法, 导致我国铁路领域加筋土挡墙实际应用案例并不多。为推动刚性面板加筋土挡墙在我国铁路领域的应用, 弥补我国设计方法的短板, 需建立一套适用于地震作用下的变形计算方法。综合以往研究可知, 沉降是衡量高速铁路性能发挥的核心指标, 而非面板水平位移^[10-35], 但目前针对刚性面板加筋土挡墙的研究多聚焦在水平变形上, 沉降变形及其计算方法几乎空白。

基于此, 结合前期振动台试验和数值模拟研究成果, 揭示了地震作用下刚性面板加筋土挡墙变形演化机制。引入双楔形理论, 改进了弹性地基梁法在加筋土挡墙中的应用, 并结合结构变形演化机制和表层沉降的空间分布特征, 提出了面板不同边界条件下地震产生的水平位移和表层沉降计算方法。探讨了面板在底部固定刚接和固定铰支 2 种边界条件下的受力和变形特性。研究成果可为高速铁路加筋土挡墙设计提供参考, 同时也有助于推动该结构从容许应力法向性能设计法的转变。

2 结构变形演化机制

综合笔者前期振动台试验和数值仿真的研究成果, 其中, 地震作用下土工格栅力学行为分析详见潘申鑫等^[10], 面板水平位移与表层沉降分析详见潘申鑫等^[35]。在不考虑地基变形和连接件作用, 且筋材采用高强度土工格栅时, 地震作用下结构变形呈

现出 3 个重要特征: (1) 筋材更易发生抗拔失效而非抗拉破坏, 小震作用下上部筋材起主导作用, 大震作用下上部筋材抗拔力不足, 中部筋材起主导作用; (2) 表层沉降呈双峰形分布, 峰值分别位于靠近面板区域和筋材末端区域, 筋材作用机制影响表层沉降的分布特征; (3) 地震作用下面板在板后填土变形挤压作用下以转动变形为主。综上, 将地震作用下结构渐进变形演化历程划分为 3 个阶段, 如图 1 所示。

第一阶段: 表层沉降近似呈三角形分布, 靠近面板附近位置处沉降达最大值。板后填土变形使面板所受的主动土压力增大, 导致面板产生了较小的水平位移, 靠近面板区域的筋材为抵抗面板变形而产生了沿墙高递增的拉力, 限制了面板的水平位移。筋材与板后填土的“嵌锁作用”保证了筋材不易产生滑动。此时, 地震的影响仅限于靠近面板临空面附近区域, 该区域内填土可能产生了轻微损伤, 远离面板区域的填土基本不产生损伤, 结构整体性能较好。筋材受力可采用锚固楔形法计算。若同样采用双楔形理论, 可计算得到结构最不利滑面靠近面板附近位置, 形状近似朗肯破裂面的斜线形状。

第二阶段: 板后填土变形增大, 作用在面板上的主动土压力随之增大, 使面板产生了一定的水平位移, 筋材为抵抗面板变形产生的拉伸作用增加, 表现为筋材伸长量进一步增大。由于筋-土界面剪应力的传递机制, 拉力沿筋材长度方向向加筋区内部扩展, 同时, 上部筋材和填土之间的嵌锁作用不足, 导致其端部出现了一定的滑动。由于筋材受力的“代偿作用”, 单根筋材所受到的最大拉力逐

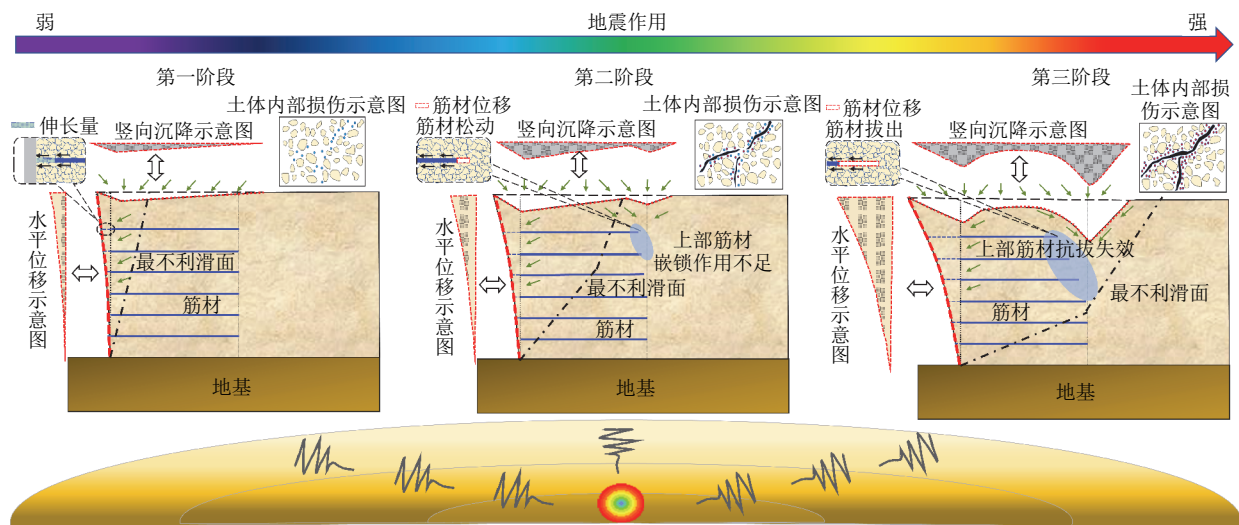


图 1 刚性面板加筋土挡墙地震作用下演化历程

Fig.1 The seismic-induced dynamic evolution process of reinforced soil retaining wall with rigid facing

渐由顶部筋材向下转移。同时,筋材末端滑动对附近填土区域产生了扰动,使表层沉降近似呈“双峰形”分布特征,在靠近面板和加筋末端附近位置沉降达到峰值。此阶段,地震的影响逐渐向板后土体内部扩展,结构损伤进一步发展至中上区域,土体内部产生张拉裂缝,结构整体性能降低。筋材采用锚固楔形法计算时,挡墙顶部区域单根筋材的抗拔稳定性可能不满足抗拔要求。相比第一阶段,采用双楔形理论计算得到的最不利滑面向土体内部扩展,滑面与挡墙顶部交点更靠近加筋末端,计算得到的结构抗滑动和抗倾覆安全系数基本可满足安全要求,采用锚固楔形法设计结果偏保守。

第三阶段:板后填土变形进一步增大,作用在面板上的主动土压力进一步增大,面板在该作用下产生了较大的水平位移,筋材伸长量出现了不同程度的增长。此时,上部筋材的锚固力不足,导致该层筋材抗拔失效,面板所受拉力由上部筋材主导转移至由中部筋材主导。筋材末端滑动进一步增大,滑动影响区域逐渐向下扩展,对附近区域的扰动显著增强,最终导致靠近筋材末端位置的沉降明显增大。地震导致的结构内部损伤发展至中部区域,土体内部形成的张拉裂缝逐步贯通,形成滑动带。结构整体性能显著下降,阻尼增大,结构加速度放大系数 PGA 不具备“高程效应”。结构破坏主要发生在该阶段。该阶段筋材不适合采用锚固楔形法计算。采用双楔形理论计算得到的最不利滑面进一步向土体内部扩展,且滑面与挡墙顶部交点在加筋末端后方的填土区域,计算得到的结构抗滑动和抗倾覆安全系数可能不满足安全要求。

综上所述,地震作用下刚性面板加筋土挡墙变形演化历程受面板-筋材-填土的受力传递机制影响,为了精确计算地震作用下加筋土挡墙的变形,需综合考虑面板、筋材和填土的相互作用机制与协同变形问题。

3 加筋土挡墙变形计算方法

3.1 计算理论

(1) Winkler 弹性地基梁理论

基于 Winkler 假设的弹性地基梁理论,不仅能计算桩的位移,也能有效反映桩身的变形,因此,该理论已被广泛应用在桥梁、隧道和岩土等领域。Winkler 弹性地基梁理论认为地基表面上任意一点的竖向变形 s 与该点的压力 p 成正比,地基可用一

系列相互独立的弹簧来模拟;并假定地基和地基梁之间满足变形协调条件,即地基和地基梁在计算前后必须保持接触,不得出现分离的现象,二者在接触面上任意点的竖向位移相等,即 $s = \omega$ 。最终得到 Winkler 弹性地基梁的基本微分计算公式^[36], Winkler 地基梁计算示意图如图 2 所示。弹性地基梁理论假设的压力 p 计算公式与微分计算公式分别如下:

$$p = ks \quad (1)$$

$$EI \frac{d^4 \omega}{dx^4} + kb\omega = q(x) \quad (2)$$

根据材料力学,可得到梁的弯矩和剪力的微分方程为

$$EI \frac{d^2 \omega}{dx^2} = -M(x) \quad (3)$$

$$EI \frac{d^3 \omega}{dx^3} = -Q(x) \quad (4)$$

式(1)~(4)中: k 为基床系数或地基系数, s 为地基表面竖向变形, EI 为梁的抗弯刚度, ω 为梁的挠度, b 为梁的宽度, $q(x)$ 为梁上的线荷载, $M(x)$ 为梁界面所受的弯矩, $Q(x)$ 为梁截面所受的剪力。

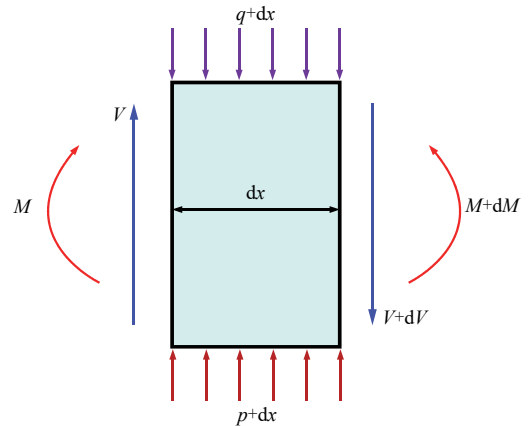


图2 Winkler 地基梁计算图示

Fig.2 Calculation diagram of Winkler foundation beam

(2) 双楔形理论

目前,我国规范规定加筋土挡墙筋材设计主要采用锚固楔形法,但关于破裂面形状的规定存在差异,如表 1 所示。

潘申鑫等^[10]研究表明,地震作用下加筋土挡墙土工格栅潜在破裂面形状分 2 种,小震工况下形状类似“0.3H”折线形,大震工况下形状近似呈“S”形。锚固楔形法因对单筋和全墙的抗拔稳定性做出了严格的控制要求,不允许上层筋材出现滑动,导致设计结果偏保守。结合上文对该结构变形演化机制的分析,笔者认为筋材潜在破裂面受结构抗震性能影响,并非固定不变。而双楔形理论能够反映出

表 1 我国主流规范对加筋土挡墙破裂面形状的规定
Table 1 Provisions for failure surface geometry of reinforced soil retaining walls in China prevailing standards

标准/规范	破裂面形状
铁路路基支挡结构设计规范 ^[34]	“0.3H”折线形破裂面
公路路基设计规范 ^[37]	“0.3H”折线形破裂面
土工合成材料应用技术规范 ^[38]	朗肯破裂面(筋材为土工格栅或土工织物); “0.3H”折线形破裂面(筋材为土工带)
铁路路基土工合成材料应用技术规程 ^[39]	朗肯破裂面(设计荷载下应变超过 1% 的可延伸筋材); “0.3H”折线形破裂面(其他材料); 可采用双楔形理论计算

地震作用下结构从变形到破坏的全过程, 该理论认为结构的破裂面是变化的, 面板所受土压力合力 P_F 最大时并不一定是最危险滑面, 而是在考虑了筋材的水平拉力作用后, 计算抗滑动安全系数和抗倾覆安全系数最小值所对应的滑面为最危险滑面。不考虑黏聚力作用, 楔形体 B 和 F 在水平方向和竖直方向的受力平衡(见图 3)分别如下式^[7]所示:

$$\left. \begin{aligned} P_B \sin \varphi + R_B \cos(\theta_B - \varphi) &= L_B + W_B \\ P_B \cos \varphi - R_B \sin(\theta_B - \varphi) &= k_h L_B + H_B \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

$$\left. \begin{aligned} P_F \sin \varphi - P_B \sin \varphi + R_F \cos(\theta_F - \varphi) &= L_F + W_F \\ P_F \cos \varphi - P_B \cos \varphi - R_F \sin(\theta_F - \varphi) &= k_h L_F + H_F \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

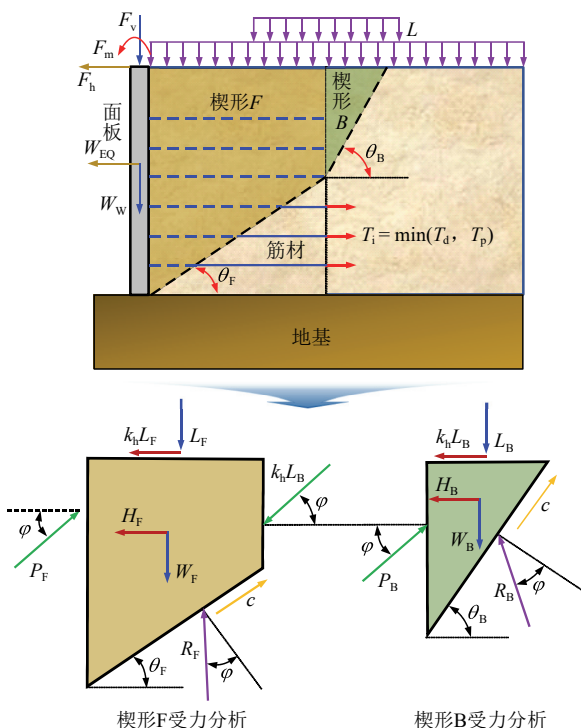


图 3 双楔形理论计算简图

Fig.3 Schematic diagram of double-wedge theory

式中: L 为加筋土挡墙表层所受荷载; L_F , L_B 分别为作用在楔形 F 和楔形 B 上的荷载; k_h 为水平地震烈度; $k_h L_F$, $k_h L_B$ 分别为作用于楔形 F 和楔形 B 上的荷载产生的水平惯性力; F_h , F_v , F_m 分别为面板顶部所受的水平力、竖向力和弯矩; W_W , W_F , W_B 分别为面板、楔形 F 和楔形 B 的自重荷载; W_{EQ} , H_F , H_B 分别为面板、楔形 F 和楔形 B 自重引起的水平地震力; P_F 为楔形 F 对面板的土压力合力; P_B 为楔形 B 对楔形 F 的土压力合力; R_F , R_B 分别为楔形 F 和楔形 B 底面反力; θ_F , θ_B 分别为楔形 F 和楔形 B 与水平面的夹角; c , φ 分别为填料黏聚力和内摩擦角; T_i , T_d , T_p 分别为单根筋材的设计水平抗力、抗拉力和抗拔力。

3.2 计算模型

(1) 计算假定

为便于分析和计算, 加筋土挡墙地震作用下变形计算做如下基本假定:

① 板后填料是均质、各向同性、不可压缩的。

② 不考虑加筋土挡墙因地基变形、筋材蠕变等因素引起的面板水平位移和表层沉降。

③ 不考虑面板沿中心轴线的压缩变形和水平方向上的挤压变形导致的板后体积变化。

(2) 面板水平位移计算模型

结合 Winkler 弹性地基梁理论和双楔形理论, 假定破裂面是变化的。同时考虑到地震作用下结构的变形特性, 以面板顶面水平位移值 ω_n 作为控制指标, 通过计算搜索找到面板顶面水平位移最大值 $\omega_{n-\max}$, 得到此时面板沿墙高的位移曲线, 即为面板产生的水平位移。加筋刚度系数计算如下:

$$k_{f(h)} = \begin{cases} \frac{E_r A_r}{L_{zyi} S_v S_h} & (L_{mgi} > 0) \\ 0 & (L_{mgi} = 0) \end{cases} \quad (7)$$

将加筋作用等效为分布弹簧, 不计筋材锚固长度 L_{mgi} 为 0 时筋材对面板的拉力作用。结合式(2)可得到面板的挠曲微分方程如下:

$$E_m I_m \frac{d^4 \omega}{dx^4} + k_{f(h)} b \omega = q(h) \quad (8)$$

计算示意图如图 4 所示。后续为了便于 Python 编程, 将双楔形的角度 θ_F 和 θ_B 转换为 $F(x_f, y_f)$ 和 $B(x_b, y_b)$, 通过改变两点坐标来实现 θ_F 和 θ_B 角度的变换, 其中 $x_b > x_f$ 且 $y_b = H$, H 为墙高。图 4 中, $k_{f(h)}$ 为加筋刚度系数; E_r 为筋材的变形模量; A_r 为筋材的横截面积; L_i 为筋材的长度; L_{zyi} 为筋材的

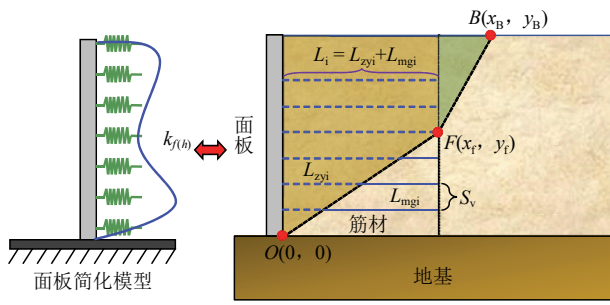


图4 计算模型示意图

Fig.4 Calculation model diagram

自由段长度; L_{mgi} 为筋材的锚固段长度, S_v 为筋材竖向间距; S_h 为筋材水平间距, 若筋材为土工格栅时, 只有竖向间距, 此时 $S_h = 1$; $E_m I_m$ 为面板的抗弯刚度; ω 为梁的挠度, 表示面板的水平位移; b 为梁的宽度, 表示面板宽度(纵向), 取 $b=1$ 计算; $q(h)$ 为面板所受荷载。

(3) 表层沉降计算模型

根据双楔形理论, 破裂面前为滑动土体, 破裂面后为稳定土体, 故理论计算时 B 点位置及后方稳定土体的表层沉降为 0, 沉降发生区域为面板至 B 点之间。结合节 2 分析, B 点位置同样影响表层沉降分布形式, 当其靠近面板时, 沉降近似呈三角

形分布; 当其在加筋末端附近时, 加筋末端沉降逐渐凸显; 当其越过加筋末端并进一步向土体内部移动时, 加筋末端沉降增大显著, 沉降呈双峰分布形式。为简化计算, 理论计算时将沉降分布模型简化为三角形分布 ($x_B \leq x_E$) 和双三角形叠加分布 ($x_B > x_E$)。如图 5 所示, 沉降计算关键控制点为 B , C , D , E 四点, B 点控制表层沉降范围, C 点为靠近面板位置的沉降峰值点, D 点为双峰沉降转折点, E 点为加筋末端位置的沉降峰值点。板后单位宽度表层沉降导致的体积减少量 V_{dec} 可通过如下公式计算:

① $x_B \leq x_E$ 时, 有

$$V_{dec} = \frac{|y_C| |x_B|}{2} \quad (9)$$

② $x_B > x_E$ 时, 有

$$V_{dec} = \frac{|y_C| |x_C|}{2} + \frac{(|y_C| + |y_D|)(|x_D| - |x_C|)}{2} + \frac{(|y_D| + |y_E|)(|x_E| - |x_D|)}{2} + \frac{|y_E| (|x_B| - |x_E|)}{2} \quad (10)$$

3.3 模型求解

(1) 水平位移求解

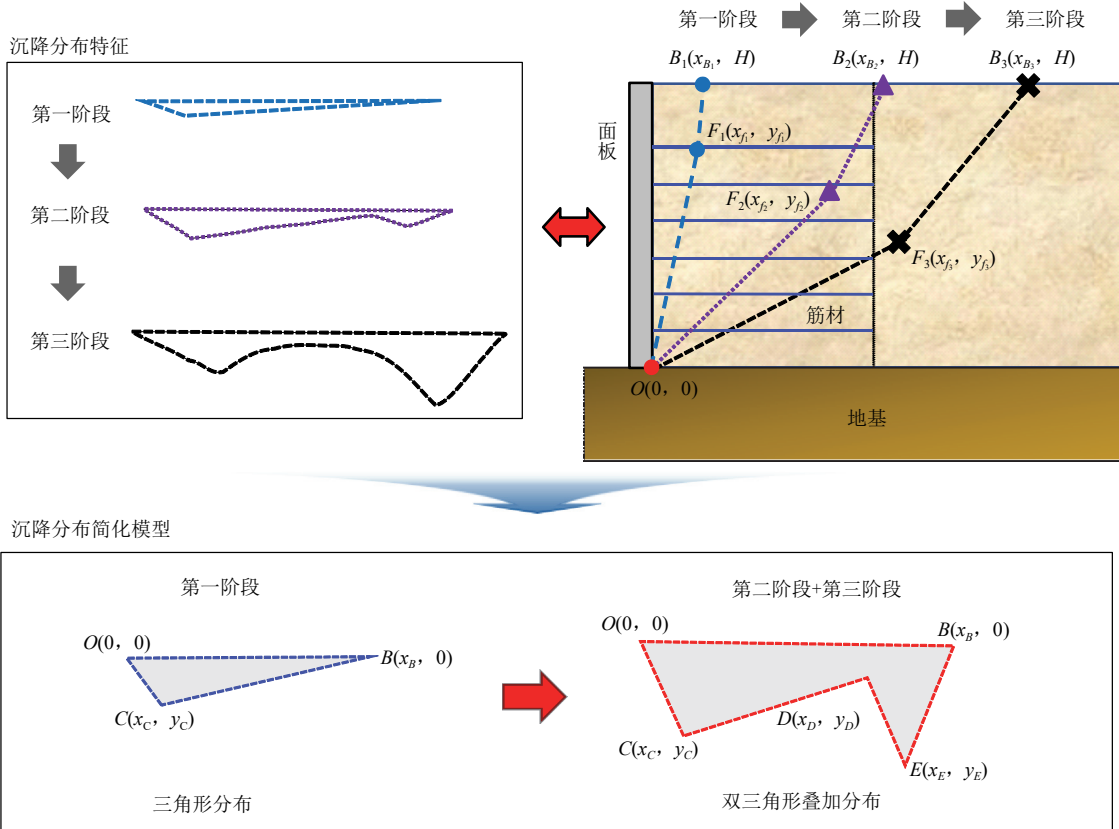


图5 加筋土挡墙沉降计算简化模型

Fig.5 Simplified model for settlement calculation of reinforced soil retaining wall

由于式(8)是变系数微分方程, 且 $q(h)$ 为沿墙高的分布函数, 求其解析解较为复杂, 因此采用数值解法。而有限差分法是数值分析中常用求解微分方程的方法, 其核心是将函数 $y_{(x)}$ 在 x_n 处泰勒展开, 如下式:

$$y_{(x)} = y_{(x_n)} + y'_{(x_n)}(x - x_n) + \frac{y''_{(x_n)}}{2!}(x - x_n)^2 + \frac{y'''_{(x_n)}}{3!} \cdot (x - x_n)^3 + \frac{y^{(4)}_{(x_n)}}{4!}(x - x_n)^4 + \dots \quad (11)$$

设 $x_n = x_k$, 并分别将 $x = x_{k-2}$, $x = x_{k-1}$, $x = x_{k+1}$, $x = x_{k+2}$ 代入式(11)中, 相邻两点间隔均为 Δh , 得到

$$\left. \begin{aligned} y_{(k-2)} &= y_{(x_k)} - 2y'_{(x_k)}\Delta h + 2y''_{(x_k)}\Delta h^2 - \frac{4y'''_{(x_k)}}{3}\Delta h^3 + \frac{2y^{(4)}_{(x_k)}}{3}\Delta h^4 + \dots \\ y_{(k-1)} &= y_{(x_k)} - y'_{(x_k)}\Delta h + \frac{y''_{(x_k)}}{2}\Delta h^2 - \frac{y'''_{(x_k)}}{6}\Delta h^3 + \frac{y^{(4)}_{(x_k)}}{24}\Delta h^4 + \dots \\ y_{(k+1)} &= y_{(x_k)} + y'_{(x_k)}\Delta h + \frac{y''_{(x_k)}}{2}\Delta h^2 + \frac{y'''_{(x_k)}}{6}\Delta h^3 + \frac{y^{(4)}_{(x_k)}}{24}\Delta h^4 + \dots \\ y_{(k+2)} &= y_{(x_k)} + 2y'_{(x_k)}\Delta h + 2y''_{(x_k)}\Delta h^2 + \frac{4y'''_{(x_k)}}{3}\Delta h^3 + \frac{2y^{(4)}_{(x_k)}}{3}\Delta h^4 + \dots \end{aligned} \right\} \quad (12)$$

化简并略去高阶无穷小量, 得到

$$\left. \begin{aligned} y'_{(x_k)} &= \frac{y_{(x_{k+1})} - y_{(x_{k-1})}}{2\Delta h} \\ y''_{(x_k)} &= \frac{y_{(x_{k+1})} - 2y_{(x_k)} + y_{(x_{k-1})}}{\Delta h^2} \\ y'''_{(x_k)} &= \frac{y_{(x_{k+2})} - 2y_{(x_{k+1})} + 2y_{(x_{k-1})} - y_{(x_{k-2})}}{2\Delta h^3} \\ y^{(4)}_{(x_k)} &= \frac{y_{(x_{k+2})} - 4y_{(x_{k+1})} + 6y_{(x_k)} - 4y_{(x_{k-1})} + y_{(x_{k-2})}}{\Delta h^4} \end{aligned} \right\} \quad (13)$$

不考虑地基变形, 面板底部边界条件与条形基础的连接方式有关。面板与条形基础的连接方式不同, 实际上面板底部约束条件常介于固定刚接端和固定铰支端之间。若面板与条形基础连接作用极强, 面板底部即为固定刚接端; 若面板与条形基础的连接作用很弱, 面板底部即为固定铰支端。因此, 面板的边界条件设置为: ① 面板底部($h = 0$)为固定刚接端, 顶部($h = H$)为自由端; ② 面板底部($h = 0$)为固定铰支端, 顶部($h = H$)为自由端。边界条件①

和②分别如下:

$$\left. \begin{aligned} \omega_{(0)} &= \omega'_{(0)} = 0 \\ \omega''_{(H)} &= \omega'''_{(H)} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

$$\left. \begin{aligned} \omega_{(0)} &= \omega''_{(0)} = 0 \\ \omega''_{(H)} &= \omega'''_{(H)} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

参考 T. Y. Liu 等^[31]对隧道变形求解的方法, 将面板平均分割为 n 个单元, 每个单元高度均为 Δh , 对应 $n+1$ 个节点(节点编号为 $0 \sim n$), 在面板的自由边界上方增加 2 个虚拟单元和 2 个节点, 节点编号分别为 $n+1$ 和 $n+2$, 在面板的固定铰支端下方增加 1 个虚拟单元和 1 个节点, 节点编号为 -1 , 如图 6 所示。

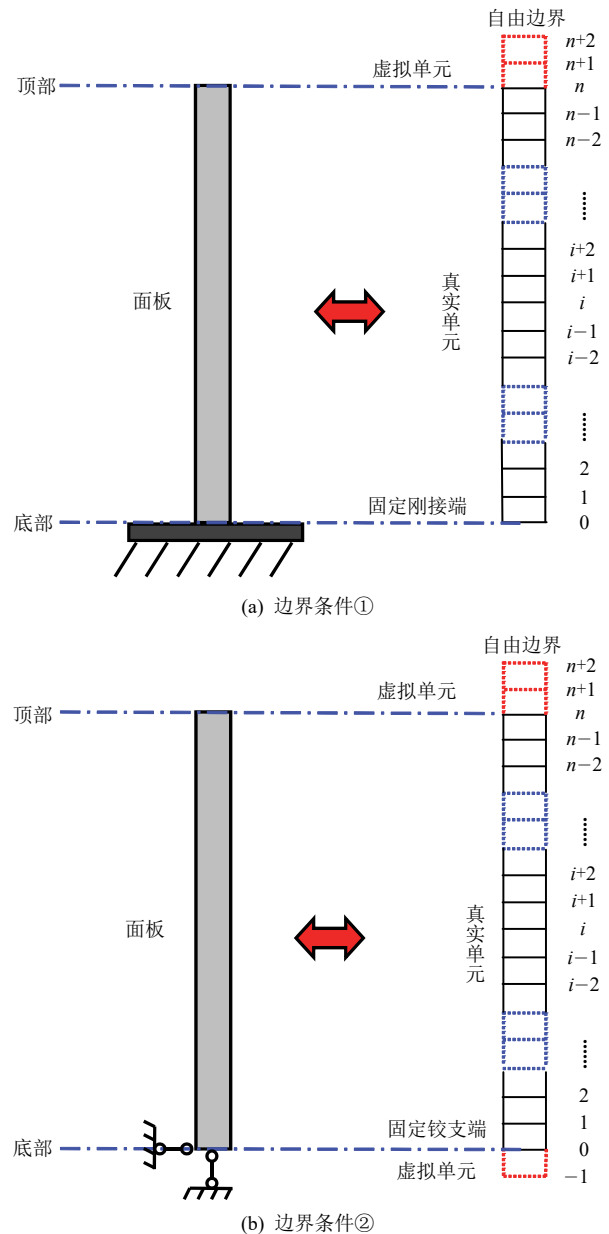


图 6 面板离散化示意图

Fig.6 Schematic diagram of facing discretization

结合式(13)和(14), 可得

$$\left. \begin{aligned} \omega_{(0)} &= 0 \\ \omega_{(1)} &= 0 \\ \omega_{(n+1)} &= 2\omega_{(n)} - \omega_{(n-1)} \\ \omega_{(n+2)} &= 4\omega_{(n)} - 4\omega_{(n-1)} + \omega_{(n-2)} \end{aligned} \right\} \quad (16)$$

结合式(13)和(15), 可得

$$\left. \begin{aligned} \omega_{(-1)} &= -\omega_{(1)} \\ \omega_{(0)} &= 0 \\ \omega_{(n+1)} &= 2\omega_{(n)} - \omega_{(n-1)} \\ \omega_{(n+2)} &= 4\omega_{(n)} - 4\omega_{(n-1)} + \omega_{(n-2)} \end{aligned} \right\} \quad (17)$$

将式(13)和(16)代入式(8), 可得水平位移求解矩阵, 求解后可得到底部为固定铰支端时面板的水平位移:

$$([K_1]_{(n-1) \times (n-1)} + [K_2]_{(n-1) \times (n-1)})[\omega]_{(n-1)} = [q]_{(n-1)} \quad (18)$$

其中,

$$[K_1]_{(n-1) \times (n-1)} = \frac{E_m I_m}{\Delta h^4} \cdot \begin{bmatrix} 6 & -4 & 1 & & & \\ -4 & 6 & -4 & 1 & & \\ 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & \\ & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 \\ & & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots \\ & & & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 \\ & & & & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 \\ & & & & & 1 & -4 & 5 & -2 \\ & & & & & & 2 & -4 & 2 \end{bmatrix}_{(n-1) \times (n-1)} \quad (19)$$

$$[K_2]_{(n-1) \times (n-1)} = k_{f(h)} b \cdot$$

$$\begin{bmatrix} 1 & & & & & \\ & 1 & & & & \\ & & 1 & & & \\ & & & 1 & & \\ & & & & \ddots & \\ & & & & & \ddots \\ & & & & & & 1 \\ & & & & & & & 1 \\ & & & & & & & & 1 \\ & & & & & & & & & 1 \end{bmatrix}_{(n-1) \times (n-1)} \quad (20)$$

$$[\omega]_{(n-1)} = \begin{bmatrix} \omega_2 \\ \omega_3 \\ \omega_4 \\ \omega_5 \\ \vdots \\ \omega_{n-3} \\ \omega_{n-2} \\ \omega_{n-1} \\ \omega_n \end{bmatrix}_{(n-1)}, [q]_{(n-1)} = \begin{bmatrix} q_2 \\ q_3 \\ q_4 \\ q_5 \\ \vdots \\ q_{n-3} \\ q_{n-2} \\ q_{n-1} \\ q_n \end{bmatrix}_{(n-1)} \quad (21)$$

将式(13)和(17)代入式(8), 可得水平位移求解矩阵, 求解后可得到底部为固定铰支端时面板的水平位移:

$$([K_3]_{n \times n} + [K_4]_{n \times n})[\omega]_n = [q]_n \quad (22)$$

其中,

$$[K_3]_{n \times n} = \frac{E_m I_m}{\Delta h^4} \cdot \begin{bmatrix} 5 & -4 & 1 & & & & & & \\ -4 & 6 & -4 & 1 & & & & & \\ 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & & & & \\ & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & & & \\ & & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & \ddots & & \\ & & & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 & \\ & & & & 1 & -4 & 6 & -4 & 1 \\ & & & & & 1 & -4 & 5 & -2 \\ & & & & & & 2 & -4 & 2 \end{bmatrix}_{n \times n} \quad (23)$$

$$[K_4]_{n \times n} = k_{f(h)} b \cdot \begin{bmatrix} 1 & & & & & & & & \\ & 1 & & & & & & & \\ & & 1 & & & & & & \\ & & & 1 & & & & & \\ & & & & 1 & & & & \\ & & & & & \ddots & & & \\ & & & & & & 1 & & \\ & & & & & & & 1 & \\ & & & & & & & & 1 \\ & & & & & & & & & 1 \end{bmatrix}_{n \times n} \quad (24)$$

$$[\omega]_n = \begin{bmatrix} \omega_1 \\ \omega_2 \\ \omega_3 \\ \omega_4 \\ \vdots \\ \omega_{n-3} \\ \omega_{n-2} \\ \omega_{n-1} \\ \omega_n \end{bmatrix}_n, [q]_n = \begin{bmatrix} q_1 \\ q_2 \\ q_3 \\ q_4 \\ \vdots \\ q_{n-3} \\ q_{n-2} \\ q_{n-1} \\ q_n \end{bmatrix}_n \quad (25)$$

(2) 表层沉降求解

根据计算假定, 面板水平位移导致的板后体积增加量 V_{inc} 与表层沉降导致的体积减少量 V_{dec} 相等。 V_{inc} 和 B 点坐标可通过水平位移计算方法求解得到。由式(9)和(10)可知, 为了计算表层沉降, 三角形分布情况下需确定 C 点坐标, 双三角形叠加分布情况下需确定 C, D, E 三点坐标。结合潘申鑫等^[10]的研究, 沉降峰值分别位于距面板 $0.05H$ 区域和格栅末端区域, 在此基础上, 笔者进一步统计了以往数值模拟中除土工格栅铺设长度 $0.8H$ (后续简称为验证工况) 外的所有工况下 C, D, E 三点横坐标^[10], 绘制在图 7 中。基于表层沉降分布特征与关键控制点的空间对应关系, 将 C 点横坐标与墙高(H), D 和 E 点横坐标与筋材长度(L_i) 分别建立联系, 发现不同工况下 3 个关键点横坐标(相对值)的分布均较为集中, 理论计算近似取 $x_C \approx 0.05H$, $x_D \approx 0.91L_i$, $x_E \approx 1.02L_i$ 。

结合 $V_{\text{dec}} = V_{\text{inc}}$, 当沉降处于第一阶段三角形分布时, C 点纵坐标计算如下式:

$$|y_C| = \frac{2V_{\text{dec}}}{|x_B|} = \frac{2V_{\text{inc}}}{|x_B|} \quad (26)$$

当沉降处于第二阶段 - 双三角形叠加分布时, 还需确定 C, D, E 三点纵坐标关系。为便于计算, 引入参数 k_{DC} 和 k_{EC} , 分别建立 y_D 和 y_C , y_E 和 y_C 关系:

$$h_i = \begin{cases} H - \frac{y_f}{x_f} L_i & (x_f > L_i) \\ \frac{H - y_f}{x_B - x_f} (x_B - L_i) & (x_f \leq L_i) \end{cases} \quad (27)$$

$$|y_D| = k_{DC} |y_C| \approx 0.126 h_i |y_C| \quad (28)$$

$$|y_E| = k_{EC} |y_C| \approx 0.299 h_i |y_C| \quad (29)$$

结合节 2 和潘申鑫等^[10]的分析, y_D 和 y_E 与破裂面形状和格栅的失效层数有关, 当 F 和 B 点逐渐向土体内部移动时, y_D 和 y_E 逐渐增大。将破裂面与格栅末端的交点距挡墙表层的距离定义为影响深度 h_i (h_i 采用式(27)计算), 如图 8 所示, 计算了潘申鑫等^[10]中除验证工况外的所有工况在 $0.05g \sim 0.40g$ 地震荷载作用下的 F 和 B 点坐标, 并统计了对应数值模拟工况下的 k_{DC} 和 k_{EC} 值, 最后将其与 h_i 的关系绘制在图 9 中, 并分别得到了 $k_{DC} - h_i$, $k_{EC} - h_i$ 的近似直线关系。故式(10)进一步化简为

$$V_{\text{dec}} = \frac{|y_C| L_i}{2} (0.91 - 0.143 6 h_i) + \frac{|y_C|}{2} (0.299 |x_B| h_i - 0.006 3 h_i H) \quad (30)$$

结合 $V_{\text{dec}} = V_{\text{inc}}$, 即可计算双三角形叠加分布下的表层沉降。

3.4 计算流程

加筋土挡墙变形计算流程如下:

(1) 确定刚性面板加筋土挡墙的结构设计参数和边界条件;

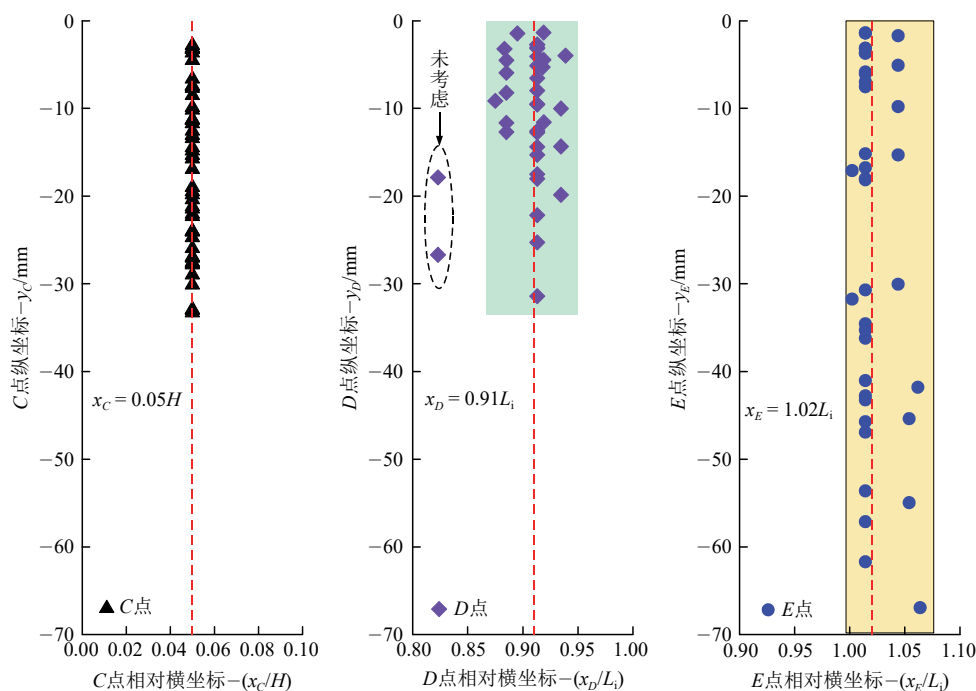


图 7 关键计算参数坐标统计(数值模拟)^[10]

Fig.7 Coordinate statistics of key calculation parameters (numerical simulation)^[10]

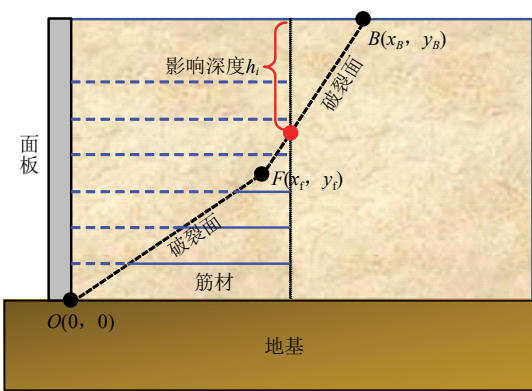


图 8 影响深度 h_i 示意图
Fig.8 Schematic diagram of influence depth

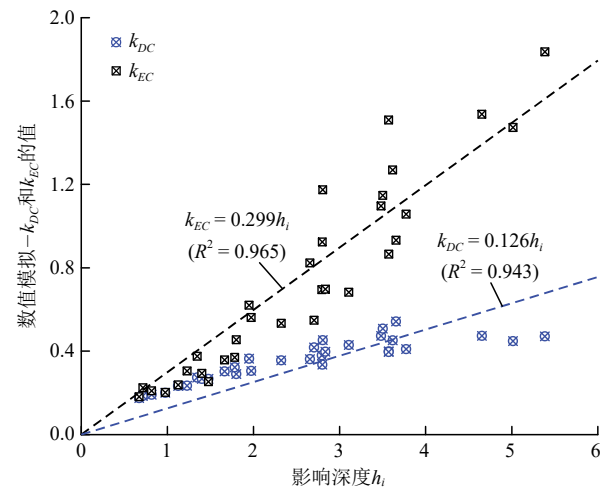


图 9 k_{DC} - h_i 和 k_{EC} - h_i 关系
Fig.9 The relationship of k_{DC} - h_i and k_{EC} - h_i

- (2) 基于双楔形理论计算不同破裂面下面板在不同高度位置处所受的水平荷载；
- (3) 构建面板水平位移计算模型，分别计算不同破裂面下面板在不同高度位置处的水平位移，进而得到不同破裂面下面板的水平位移曲线；
- (4) 比较不同破裂面下面板顶面的水平位移大小，取顶面水平位移最大值时所对应的位移曲线，即为最终所求的面板水平位移曲线，并根据水平位移曲线计算板后空间体积增加量；
- (5) 构建表层沉降计算模型，并以面板顶面水平位移最大时对应的破裂面，确定表层沉降空间分布形式，构建表层沉降导致的空间体积减少量计算公式；
- (6) 结合板后空间体积增加量与空间体积减少量相等的关系，计算得到表层沉降空间分布。

4 计算结果与分析

4.1 计算结果对比

潘申鑫等^[10]开展了土工格栅不同铺设长度和

铺设间距的加筋土挡墙数值模拟工作，共计 56 组工况。主要参数为：面板为 C35 混凝土，尺寸为 7.5 m×0.3 m；筋材采用土工格栅，拉伸强度 120 kN/m，变形模量 $E_r = 1.025 \times 10^9$ Pa，土工格栅铺设长度和铺设间距模拟方案如表 2 所示。填料密度为 2.0 g/cm³，摩擦角为 43°，地震峰值加速度为 0.05 g，0.1 g，0.15 g，0.2 g，0.3 g，0.4 g，0.5 g 和 0.6 g，面板底部为固定刚接端。

表 2 数值模拟方案^[10]

Table 2 Numerical simulation program^[10]

铺设长度 L_i	铺设间距 S_v /m
1.00H	0.2, 0.3, 0.4, 0.6
0.60H, 0.80H, 1.00H, 1.50H	0.3

参考 RRR-B 工法，得到本文计算工况下板后土压力分布 $q_{(x)}$ ，如图 10 所示。不考虑 P_F 的竖向作用， $q_{(h)} = q_{(x)} \cos \varphi$ 。取 $\Delta h = 1$ mm，经试算 x_B ， x_F 均 $\leq 5H$ 。采用 Python 编程求解面板水平位移，并进一步计算表层沉降。为了验证理论计算结果的可靠性，首先对比了除验证工况外的面板顶部最大水平位移 w_{n-max} ，表层沉降 y_C ， y_D 和 y_E 的计算结果，如图 11 所示。进一步计算了验证工况在地震峰值加速度为 0.1 g~0.6 g 时的结构的变形，并将其与数值模拟进行对比，如表 3 和图 12 所示。

除特大地震作用(0.5 g 和 0.6 g)外，计算结果与数值模拟结果基本接近，说明本文计算结果可较好地反映地震作用下面板水平位移沿墙高变化和表层沉降的分布规律。特大地震作用下，计算结果偏大的原因是：影响深度 h_i 较大，上部格栅失效层数较多，如验证工况在 0.5 g 和 0.6 g 地震作用下， h_i 分别为 4.616 和 5.126 m，此时结构上部失效筋材层数分别为 15 和 17 层，而计算水平位移时忽略上部失

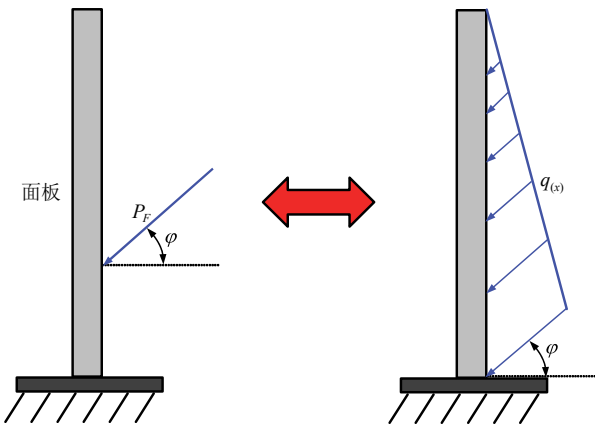


图 10 板后土压力分布
Fig.10 Earth pressure distribution behind the facing

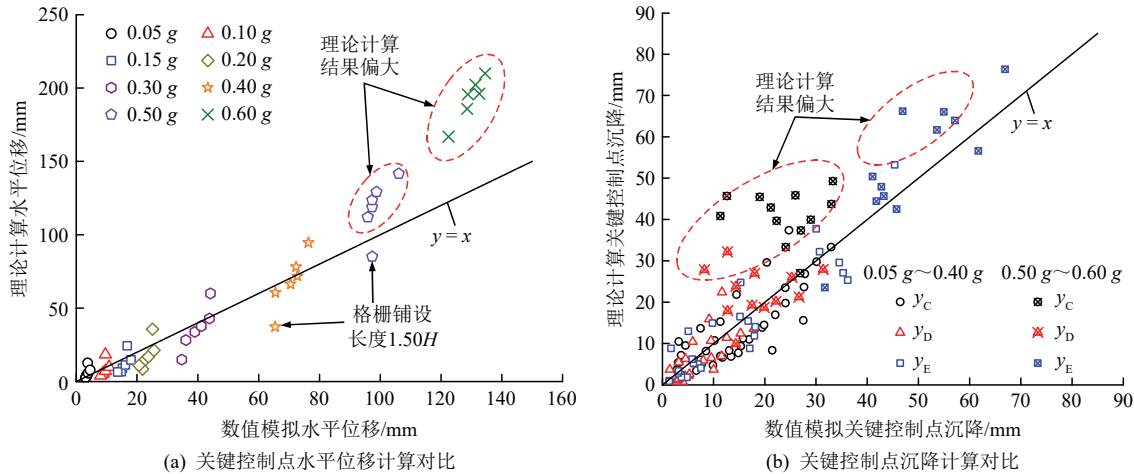


图 11 结构变形关键控制点计算结果对比

Fig.11 Comparative analysis of computational results for structural deformation at critical control points

表 3 结构变形关键控制点计算结果对比(验证工况)

Table 3 Comparative analysis of computational results for structural deformation at critical control points(validation cases)													
地震 荷载/g	F 点		B 点		影响深度 h_i /m	面板顶部水平 位移 ω_n /mm		$ y_C $ /mm		$ y_D $ /mm		$ y_E $ /mm	
	x_F /m	y_F /m	x_B /m	y_B /m		理论计算	数值模拟	理论 计算	数值 模拟	理论 计算	数值 模拟	理论 计算	数值 模拟
0.1	2.453	2.505	7.992	7.5	1.796	9.7	9.0	7.4	7.6	1.7	2.4	4.0	2.8
0.2	6.045	4.727	8.290	7.5	2.808	23.2	23.1	14.3	15.0	5.1	5.9	12.0	10.3
0.3	6.045	4.045	9.424	7.5	3.485	46.3	41.7	23.3	21.5	10.2	10.7	24.3	23.2
0.4	6.445	3.667	11.182	7.5	4.086	80.9	71.6	32.2	25.9	16.6	13.3	39.3	38.9
0.5	6.047	2.907	13.418	7.5	4.616	131.6	101.8	41.0	25.0	23.8	17.4	56.5	45.9
0.6	5.325	2.071	17.420	7.5	5.126	203.8	132.0	45.8	17.4	29.6	19.7	70.2	64.7

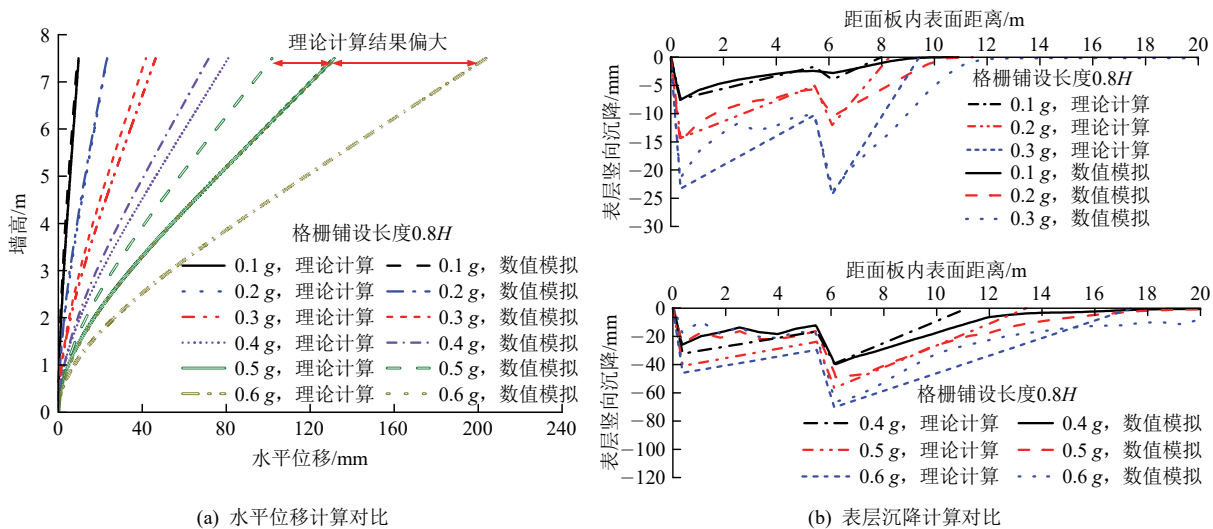


图 12 变形计算结果对比(验证工况)

Fig.12 Comparative analysis of deformation computational results(validation cases)

效筋材对面板位移的影响，故水平位移计算结果与数值模拟结果相比偏大，相应的表层沉降计算也偏大。此外，采用双楔形理论计算所有工况下结构的抗滑动和抗倾覆安全系数时，除格栅铺设长度为 1.50H 时，0.5 g 地震作用下抗滑动安全系数和抗倾覆安全系数均大于 1 外，其余工况在特大地震作用下均不满足安全性要求。因此，在保证安全的前提下，采用本文方法计算可得到较可靠的计算结果。

随着加筋土挡墙工作机制与性能演化研究的不断深入,基于单一安全系数的容许应力法已经不能满足日益复杂的设计需求,变形控制逐渐受到关注。数值模拟方法建模复杂且需要较多的参数、计算时间长、对设计人员要求高,而本文方法基于结构变形破坏机制,综合了面板刚度、筋材特性、填土参数及荷载条件等关键设计参数,考虑了上部筋材渐进失效的影响机制,反映结构在地震作用下面板与筋材的协同变形作用,具有明确的物理参数意义,计算结果可靠。该方法可弥补我国现行《铁路路基支挡结构设计规范》(TB10025—2019)^[34]中关于该结构设计缺乏变形计算的不足,推动该结构从容许应力法向性能设计法的转变。

4.2 面板设计探讨

目前结构抗震设计理念分为:(1)刚性结构:通过增加结构强度,提高结构刚度,保证结构在地震作用下不会产生较大变形或破坏;(2)柔性结构:通过柔性措施的协调变形能力,达到减震消能的目的。

加筋土挡墙作为柔性结构,在地震作用下通过面板-筋材的协同变形,达到削弱结构所受地震力的目的。因此,该结构的面板所起的作用与传统重力式挡墙等结构不同。面板不需要承受较大的土压力,如在建的沪渝蓉(上海—重庆—成都)高铁武宜段加筋土挡墙工点等,需要等到加筋体施工完成且变形稳定后才开始施工面板,故面板厚度一般为0.3~0.4 m,远小于传统挡墙。面板主要作用为:(1)削弱/消除外部环境作用对内部填土和筋材的影响,延长筋材的使用寿命;(2)限制结构局部变形和协调结构整体变形,保证结构外观平整;(3)同时具有一定的抵抗附加作用产生土压力的能力。为了满足高速铁路路基功能需求(即变形控制要求),地震作用下面板需要通过变形达到卸力的目的,但

又不能变形过大影响结构使用功能。考虑到面板厚度问题,不能承受较大的弯矩和剪力。为了兼顾上述问题,本文结合式(3),(4)和(13),得到了面板全截面所受的弯矩和剪力计算公式:

$$M(x) = -EI \frac{d^2 \omega}{dx^2} = -EI \frac{\omega_{(k+1)} - 2\omega_{(k)} + \omega_{(k-1)}}{\Delta h^2} \quad (31)$$

$$Q(x) = -EI \frac{d^3 \omega}{dx^3} = -EI \frac{\omega_{(k+2)} - 2\omega_{(k+1)} + 2\omega_{(k-1)} - \omega_{(k-2)}}{2\Delta h^3} \quad (32)$$

采用式(31)和(32),分别计算了如下3种工况下面板底部为固定刚接端和固定铰支端,在0.1 g~0.3 g地震荷载作用下面板的水平位移、截面弯矩和剪力:工况①, $L_1 = 0.8H$, $S_v = 0.30$ m;工况②, $L_1 = 1.0H$, $S_v = 0.30$ m;工况③, $L_1 = 1.0H$, $S_v = 0.40$ m,计算结果如表4和图13所示。

底部边界条件为固定刚接时,可降低面板在地震作用下的水平位移,但面板底部将承受较大的弯矩和剪力,需重点核算,如工况②,0.1 g地震荷载作用下,单位宽度的面板底部所受的弯矩和剪力分别为57.08 kN·m,37.95 kN,远大于底部为固定铰支(最大弯矩和剪力分别为3.23 kN·m,3.59 kN)。固定铰支时面板将产生较大的水平位移,影响结构的使用性能。将工况②计算结果分别与工况①和工况③进行比较可知,相同地震荷载作用和边界条件下,通过增加筋材的布置长度和减小布置间距,可改善面板水平位移以及所受的弯矩和剪力。因此,面板截面尺寸和配筋设计并非独立的,需综合考虑面板-筋材-填土的共同作用,同时兼顾面板的受力和变形,合理确定筋材布置方式,在保证变形条件满足要求的前提下,进一步结合面板的受力分布特征进行配筋设计,以确保面板承载能力满足要求。

表4 面板最大变形和受力对比

Table 4 Comparison of maximum deformation and force of facing

工况	地震荷载/g	面板顶部水平位移/mm			截面最大弯矩/(kN·m·m ⁻¹)			截面最大剪力/(kN·m ⁻¹)		
		固定刚接端(1)	固定铰支端(2)	(1)/(2)比值	固定刚接端(3)	固定铰支端(4)	(3)/(4)比值	固定刚接端(5)	固定铰支端(6)	(5)/(6)比值
①	0.10	9.7	12.4	0.78	67.98	5.74	11.84	37.80	4.92	7.68
	0.20	23.2	40.8	0.57	135.84	31.58	4.30	59.10	17.63	3.35
	0.30	46.3	144.6	0.32	261.37	94.61	2.76	100.86	80.04	1.26
②	0.10	5.7	6.8	0.84	57.08	3.23	17.67	37.95	3.59	10.57
	0.20	14.4	20.6	0.70	99.13	8.24	12.03	52.04	6.59	7.90
	0.30	33.7	66.4	0.51	199.48	43.20	4.62	85.22	24.56	3.47
③	0.10	7.1	9.5	0.75	85.03	3.41	24.94	58.34	3.94	14.81
	0.20	16.9	28.0	0.60	117.82	9.00	13.09	60.65	6.99	8.68
	0.30	37.8	91.4	0.41	227.54	48.48	4.69	96.89	28.58	3.39

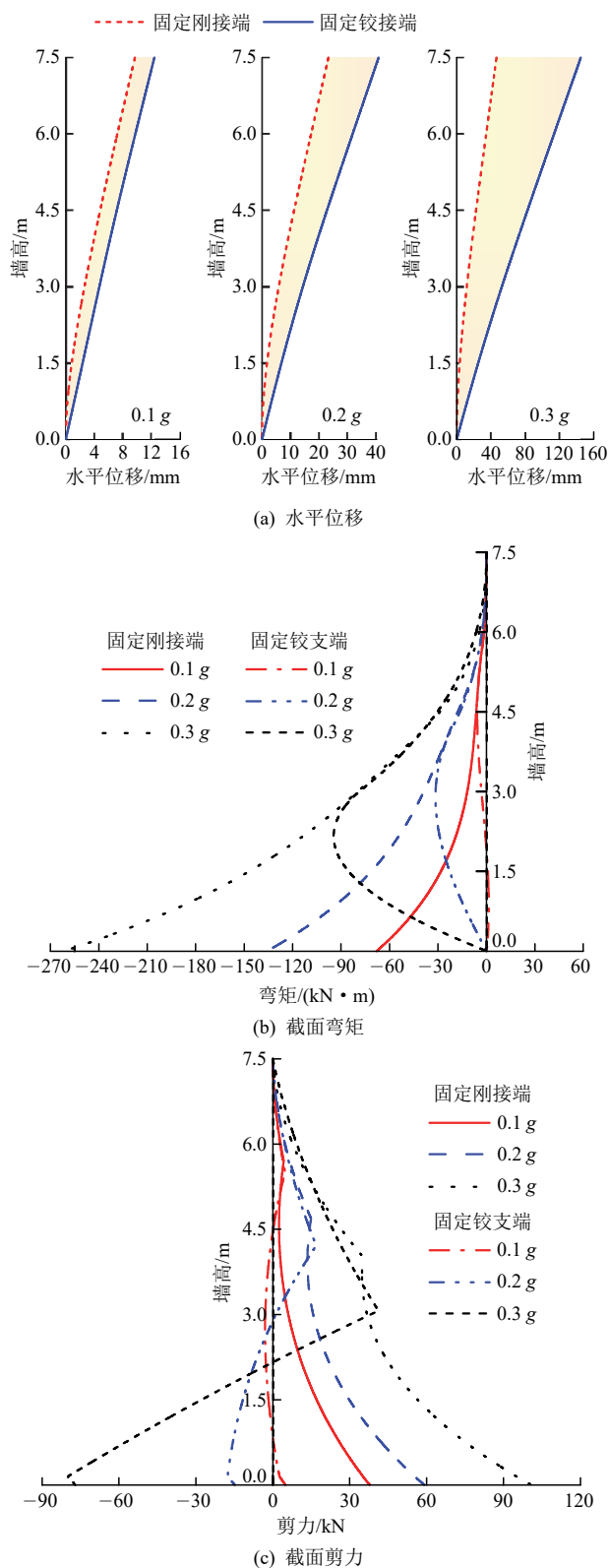


图13 不同边界条件下面板变形和受力对比(工况①)

Fig.13 Comparison of deformation and force of facing under different boundary conditions(case ①)

5 结论

结合振动台试验和数值模拟研究成果, 研究了

刚性面板加筋土挡墙地震作用下变形演化机制, 提出了面板水平位移和表层沉降计算方法, 主要结论如下:

(1) 加筋土挡墙地震作用下结构变形演化历程可划分3个阶段: ① 结构整体性能较好, 结构基本无损伤或轻微损伤, 结构表层沉降近似呈三角形分布; ② 结构损伤向土体内部扩展, 表层沉降近似呈双峰分布; ③ 结构损伤进一步扩大, 表层沉降近似呈双峰分布, 且格栅末端沉降最大。

(2) 双楔形理论可计算结构变形演化的全部阶段, 但锚固楔形法仅适用于地震作用下结构上部筋材抗拔未失效的情况。

(3) 提出了考虑筋材失效机制的面板水平位移计算方法, 进一步建立了反映表层沉降空间分布特征的沉降计算方法, 并与数值模拟结果对比, 验证了方法的可靠性。

(4) 提出了面板全截面弯矩和剪力计算方法。相较于固定铰支, 面板底部固定刚接时可减小地震作用下面板水平位移, 但会增大面板截面所受的最大弯矩和剪力。

(5) 面板设计时需综合考虑面板-筋材-填土的共同作用, 同时兼顾面板的受力和变形, 合理确定筋材布置方式。

参考文献(References):

- [1] 叶阳升, 蔡德钧, 张千里, 等. 高速铁路路基结构设计方法现状与发展趋势[J]. 中国铁道科学, 2021, 42(3): 1-12.(YE Yangsheng, CAI Dehou, ZHANG Qianli, et al. Current status and development trend of structural design methods for high-speed railroad roadbed[J]. China Railway Science, 2021, 42(3): 1-12.(in Chinese))
- [2] 李思汉, 蔡晓光, 王学鹏, 等. 不同面板型式加筋土挡墙振动响应数值分析[J]. 地震工程学报, 2024, 46(1): 163-173.(LI Sihan, CAI Xiaoguang, WANG Xuepeng, et al. Numerical analysis of vibration response of reinforced soil retaining walls with different panel types[J]. China Earthquake Engineering Journal, 2024, 46(1): 163-173.(in Chinese))
- [3] 李思汉, 蔡晓光, 景立平, 等. 加筋土挡墙变形特性研究进展[J]. 世界地震工程, 2019, 35(4): 114-124.(LI Sihan, CAI Xiaoguang, JING Liping, et al. Progress in the study of deformation characteristics of reinforced soil retaining walls[J]. World Earthquake Engineering, 2019, 35(4): 114-124.(in Chinese))
- [4] SABERMAHANI M, GHALANDARZADEH A, FAKHER A. Experimental study on seismic deformation modes of reinforced-soil

- walls[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2009, 27(2): 121 – 136.
- [5] 牛笑笛, 杨广庆, 王 贺, 等. 不同面板形式加筋土挡墙结构特性现场试验研究[J]. *岩土力学*, 2021, 42(1): 245 – 254.(NIU Xiaodi, YANG Guangqing, WANG He, et al. Field tests on structural properties of reinforced retaining walls with different panels[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2021, 42(1): 245 – 254.(in Chinese))
- [6] 日本铁道综合技术研究所. 鉄道構造物等設計標準・同解説(土構造物)[S]. 东京: 丸善出版, 2013.(in Japanese)
- [7] RRR 建设体系协会. RRR-B 工法(剛壁面盛土補強土擁壁工法)設計・施エマニユアル[S]. 东京: RRR 建設システム協会, 2021.(in Japanese)
- [8] XU C, LIANG C, SHEN P P, et al. Experimental and numerical studies on the reinforcing mechanisms of geosynthetic-reinforced granular soil under a plane strain condition[J]. *Soils and Foundations*, 2020, 60(2): 466 – 477.
- [9] LIU F Y, FU J, WANG J, et al. Effect of the particle size ratio on macro- and mesoscopic shear characteristics of the geogrid-reinforced rubber and sand mixture interface[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2022, 50(4): 779 – 793.
- [10] 潘申鑫, 蒋关鲁, 刘先峰, 等. 刚性面板加筋土挡墙地震作用下土工格栅力学行为研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2025, 44(8): 2 216 – 2 231.(PAN Shenxin, JIANG Guanlu, LIU Xianfeng et al. Mechanical behavior of geogrid in reinforced soil retaining wall with rigid facing under seismic action[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2025, 44(8): 2 216 – 2 231.(in Chinese))
- [11] 肖成志, 王嘉勇, 周 霞. 受静载和循环荷载作用的基础下加筋挡墙工作性能分析[J]. *岩石力学与工程学报*, 2017, 36(6): 1 542 – 1 550.(XIAO Chengzhi, WANG Jiayong, ZHOU Xia. Analysis of working performance of reinforced retaining wall under foundation subjected to static and cyclic loads[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2017, 36(6): 1 542 – 1 550.(in Chinese))
- [12] 高 珊, 肖成志, 丁鲁强, 等. 台阶式加筋土挡墙面板水平位移与稳定性关系研究[J]. *岩石力学与工程学报*, 2023, 42(1): 235 – 245.(GAO Shan, XIAO Chengzhi, DING Luqiang, et al. Study on the relationship between horizontal displacement and stability of step-type reinforced soil retaining wall panels[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2023, 42(1): 235 – 245.(in Chinese))
- [13] XIAO C Z, GAO S, HAN J, et al. Lateral facing deformation versus factor of safety for geosynthetic-reinforced soil walls in a tiered configuration[J]. *Transportation Geotechnics*, 2023, 41: 101018.
- [14] XU P, KIANOOSH H, JIANG G L. Study on seismic stability and performance of reinforced soil walls using shaking table tests[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2020, 48(1): 82 – 97.
- [15] XU P, ZHONG Y, KIANOOSH H, et al. Influence of reinforcement design on seismic stability of full-height panel MSE walls[J]. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2023, 165: 107674.
- [16] VARADARAJAN A, SHARMA K G, SONI K M. Constitutive modelling of a reinforced soil using hierarchical model[J]. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1999, 23(3): 217 – 241.
- [17] 介玉新, 李广信. 加筋土数值计算的等效附加应力法[J]. *岩土工程学报*, 1999, 17(5): 614 – 616.(JIE Yuxin, LI Guangxin. Equivalent additional stress method for numerical calculation of reinforced soil[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 1999, 17(5): 614 – 616.(in Chinese))
- [18] KHOSROJERDI M, XIAO M, QIU T, et al. Evaluation of prediction methods for lateral deformation of GRS walls and abutments[J]. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2017, 143(2): 81 – 89.
- [19] KRYSTYNA K Z. Deformations of reinforced-soil retaining walls[C]// Seoul, 11th International Conference on Geosynthetics. [S. l.]: [s. n.] 2018.
- [20] LIU H, YANG G. Analytical method for the lateral displacements of steel-reinforced soil walls on stiff foundations with incremental panel facings[J]. *Géotechnique*, 2015, 65(9): 728 – 739.
- [21] 李 婷, 苏 谦, 刘 宝, 等. 加筋土挡墙水平位移解析计算与参数分析[J]. *中国公路学报*, 2019, 32(5): 47 – 56.(LI Ting, SU Qian, LIU Bao, et al. Analytical calculation and parametric analysis of horizontal displacement of reinforced soil retaining wall[J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2019, 32(5): 47 – 56.(in Chinese))
- [22] 卢 谅, 何林耀, 王宗建, 等. 地震作用下加筋土挡墙水平位移分区计算理论[J]. *岩土力学*, 2021, 42(2): 401 – 410.(LU Liang, HE Linyao, WANG Zongjian, et al. Theory of zonal calculation of horizontal displacement of reinforced soil retaining wall under earthquake[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2021, 42(2): 401 – 410.(in Chinese))
- [23] WU J T H. Design and Construction of Simple, Easy and Low cost Retaining Walls[R]. CTI – UCD – 1 – 94. Colorado Transportation Institute, 1994.
- [24] ADAMS M T, LILLIS C P, WU J T H, et al. Vegas Mini Pier experiment and postulate of zero volume change[C]// Proc. 7th Int. Conf. Geosynthetics, Swets and Zeitinger, Lisse. Netherlands: [s. n.], 2002: 389 – 394.
- [25] 王丽艳, 陈国兴, 井合进. 地震作用下土工格栅加筋土挡墙水平变形的拟静力计算法[J]. *中国公路学报*, 2015, 28(3): 28 – 34.(WANG Liyan, CHEN Guoxing, JING Hejin. Proposed static calculation method for horizontal deformation of geogrid reinforced soil retaining wall under earthquake[J]. *China Journal of Highway and Transport*, 2015, 28(3): 28 – 34.(in Chinese))

- [26] LEE K Z Z, CHANG N Y, KO H Y. Numerical simulation of geosynthetic-reinforced soil walls under seismic shaking[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2010, 28(4): 317 - 334.
- [27] 刘华北. 考虑蠕变、地震效应的土工格栅砂性土加筋挡墙弹塑性有限元分析[J]. *岩土工程学报*, 2007, 29(6): 917 - 921.(LIU Huabei. Elastic-plastic finite element analysis of geogrid reinforced retaining wall in sandy soil considering creep and seismic effects[J]. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering*, 2007, 29(6): 917 - 921.(in Chinese))
- [28] LIU H B, WANG X Y, SONG E X. Long-term behavior of GRS retaining walls with marginal backfill soils[J]. *Geotextiles and Geomembranes*, 2009, 27(4): 295 - 307.
- [29] 陈建峰, 田 丹, 柳军修. 刚/柔性组合墙面加筋土挡墙内部破坏机制[J]. *岩土力学*, 2018, 39(7): 2 353 - 2 360.(CHEN Jianfeng, TIAN Dan, LIU Junxiu. Internal damage mechanism of reinforced soil retaining wall with rigid/flexible combination wall[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2018, 39(7): 2 353 - 2 360.(in Chinese))
- [30] 王 超, 朱春洲, 邹金锋, 等. 盾构隧道近接斜交侧穿桥梁桩基变形计算方法[J]. *浙江大学学报: 工学版*, 2024, 58(3): 557 - 569.(WANG Chao, ZHU Chunzhou, ZOU Jinfeng et al. Calculation method of deformation of pile foundation of bridge pierced by shield tunnel near oblique intersection[J]. *Journal of Zhejiang University: Engineering Science*, 2024, 58(3): 557 - 569.(in Chinese))
- [31] LIU T Y, JIANG X H, LUO W J, et al. Settlement of an existing tunnel induced by crossing shield tunneling involving residual jacking force[J]. *Symmetry*, 2022, 14(7): 1 462.
- [32] 李 涛, 杨依伟, 周予启, 等. 深基坑内支撑拆除时支护结构水平位移计算方法[J]. *岩石力学与工程学报*, 2022, 41(增 1): 3 021 - 3 032.(LI Tao, YANG Yiwei, ZHOU Yuqi, et al. Calculation method of horizontal displacement of supporting structure during removal of support in deep foundation pit[J]. *Chinese Journal of Rock Mechanics and Engineering*, 2022, 41(Supp.1): 3 021 - 3 032.(in Chinese))
- [33] 杨 明, 吴德伦. 加筋挡墙侧向变形分析模型[J]. *土木工程学报*, 2001, 34(5): 68 - 71.(YANG Ming, WU Delun. Analytical model for lateral deformation of reinforced retaining walls[J]. *China Civil Engineering Journal*, 2001, 34(5): 68 - 71.(in Chinese))
- [34] 中华人民共和国行业标准编写组. TB10025—2019 铁路路基支挡结构设计规范[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2020.(The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China. TB10025—2019 Code for design of railway subgrade retaining structure[S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2020.(in Chinese))
- [35] 潘申鑫, 蒋关鲁, 袁胜洋, 等. 高速铁路整体刚性面板加筋土挡墙地震作用下服役性能研究[J]. *岩土力学*, 2025, 46(增 1): 519 - 530.(PAN Shenxin, JIANG Guanlu, YUAN Shengyang et al. Service performance of reinforced soil retaining wall with integral rigid facing of high-speed railway under seismic action[J]. *Rock and Soil Mechanics*, 2025, 46(Supp.1): 519 - 530.(in Chinese))
- [36] 富海鹰, 冯 君. 基础工程[M]. 3 版. 北京: 中国铁道出版社, 2019: 87 - 96.(FU Haiying, FENG Jun. *Fundamentals of foundation engineering*[M]. 3rd ed. Beijing: China Railway Publishing House, 2019: 87 - 96.(in Chinese))
- [37] 中华人民共和国行业标准编写组. JTG D30—2015 公路路基设计规范[S]. 北京: 人民交通出版社, 2015.(The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China. JTG D30—2015 Design specification for highway roadbed[S]. Beijing: China Communications Press, 2015.(in Chinese))
- [38] 中华人民共和国国家标准编写组. GB/T50290—2014 土工合成材料应用技术规范[S]. 北京: 中国计划出版社, 2014.(The National Standards Compilation Group of People's Republic of China. GB/T50290 — 2014 Technical specification for application of geosynthetics[S]. Beijing: China Planning Press, 2014.(in Chinese))
- [39] 中华人民共和国行业标准编写组. T/CRS C0601—2021 铁路路基土工合成材料应用技术规程[S]. 北京: 中国铁道出版社, 2023.(The Professional Standards Compilation Group of People's Republic of China. T/CRS C0601—2021 Technical Specification for Application of Geosynthetics in Railway Road Base[S]. Beijing: China Railway Publishing House, 2023.(in Chinese))