•土木工程•

DOI:10.12454/j.jsuese.202500706

本刊网刊

地震作用下斜坡地层浅埋条形锚板抗拔承载力拟静力分析

王洪涛[1,2],郝振翔[1],王继伟[1*],刘　平[1,2]

(1.山东建筑大学 土木工程学院,山东 济南 250101;2.山东建筑大学 建筑结构加固改造与地下空间工程教育部重点实验室,山东 济南 250101)

摘　要:地形起伏、布设方式与服役阶段地震荷载等因素,会对锚板抗拔承载与安全稳定产生重要影响。针对高烈度地震区斜坡地层浅埋倾斜锚板的抗拔承载力问题,本文构造了锚板上方土体破坏的机动许可速度场,基于塑性上限定理与拟静力法,结合非线性Mohr–Coulomb强度准则,推导出了地震作用下锚板抗拔承载力、土体破裂曲线的解析表达式,揭示了锚板设计参数、土体参数及地震力等因素对锚板抗拔承载力与土体破坏范围的影响规律。结果表明:锚板抗拔承载力与埋深比、土体初始黏聚力、土体重度及地表荷载成正比,与锚板倾角、地表倾角、非线性系数及地震力成反比;土体破坏范围与地震力、初始黏聚力成正相关,与非线性系数、土体重度、地表荷载、锚板倾角、地表倾角成负相关。通过参数退化分析验证了本文方法的计算结果与Murray等理论解在变化趋势与数值量级上均高度一致;进一步地,通过开展3种不同工况下的12组数值模拟,发现理论解析解与数值模拟结果具有高度一致性,充分验证了本文理论方法的正确性和可靠性。本文研究工作可为高烈度地震区条形锚板基础的设计及施工提供一定的理论参考,能够帮助优化锚板设计,提高其在地震荷载作用下的安全性和稳定性。

关键词:地震作用;倾斜条形锚板;抗拔承载力;拟静力法;上限定理;斜坡地层;浅埋锚板

中图分类号:TU475^{+}.1　　**文献标志码:**A　　**文章编号:**2096-3246(2026)03-0164-12

锚板是一种重要的抗拔基础,具有结构形式简单、造价低廉、便于施工等优势,目前已广泛用于输电塔、边坡挡墙及地下结构抗浮工程中[1–2]。在锚板基础设计时,合理估算锚板抗拔承载力是保障基础安全与稳定的一项重要内容。影响锚板抗拔承载力的常见因素包括锚板的埋深、尺寸、形状,以及锚板上方回填材料性质、上部结构荷载、服役环境等因素[3]。近十几年,国内外众多学者采用理论分析、室内试验与数值模拟等方法对锚板抗拔承载力进行了多方面的研究。理论分析方面,杨明辉[4]、Hu[5]、Ganesh[6]、Zhao[7]等基于塑性分析上限法,提出锚板上拔破坏的机动许可速度场,计算了锚板上拔破坏过程中的内部能量耗散率与外力功率,得到了锚板抗拔承载力的理论计算公式,分析了锚板设计参数和埋深等影响因素对承载力的影响规律。室内试验方面,张昕[8]、李青[9]、芮瑞[10]、史旦达[11]、Xia[12]等开展了圆形、条形及矩形锚板上拔破坏的室内模型试验,并借助PIV、DIC等数字图像技术获取到了锚板上拔过程中的土体应变场,分析了锚板的上拔承载演化特征。数值模拟方面,邹维列[13]、胡伟[14]、Choudhary[15]、Bhattacharya[16]、Khuntia[17]、Hassan[18]等使用FLAC-3D、ABAQUS、PLAXIS等数值模拟软件,分析了锚板的上拔破坏过程,揭示了不同工况下锚板周围土体的应力、位移及塑性区等演化过程。

在一些高烈度地震区,锚板在服役阶段受到的地震作用也是影响其抗拔承载力的一项关键因素,在工程设计中应予以足够重视。学者们针对地震力扰动条件下锚板抗拔承载力开展了一定的研究,例如:Ganesh[19]、Sahoo[20]等研究了方形和圆形锚板在地震力作用下的抗拔承载力;Choudhury[21]、Shiau[22]等考虑了地面倾斜角度、地震动荷载系数、内摩擦角及埋深比等因素的影响,提出锚板抗拔承载力理论公式。上述研究工作可为地震影响下锚板抗拔承载

收稿日期:2025 – 09 – 11　　**修回日期:**2025 – 10 – 24　　**网络出版日期:**2025 – 12 – 16

基金项目:国家自然科学基金项目(52374093);中国博士后科学基金项目(2022M711314);山东省自然科学基金面上项目(ZR2022ME088);济南市科研带头人工作室项目(202333054);山东建筑大学博士科研基金项目(X25106)

作者简介:王洪涛(1986—),男,教授. 研究方向:地下工程支护理论与技术. E-mail:wanghongtao918@163.com

* **通信作者:**王继伟,讲师,E-mail:wangjiwei@sdjzu.edu.cn

力的估算提供良好的理论基础。然而，影响锚板抗拔承载力的因素复杂多变，关于土体的非线性破坏特征、锚板布设方式等因素对锚板抗拔承载力及锚板上方土体破坏机制的研究还很欠缺，尚需进一步研究与讨论。

本文基于现有工作，进一步聚焦斜坡地层任意布设角度的条形锚板，并考虑地震作用的影响，提出一种极限状态下锚板的非对称上拔破坏机制。在该破坏机制中，假设土体破坏满足非线性Mohr−Coulomb强度准则，并基于塑性上限定理和拟静力法，推导出地震作用下斜坡地层倾斜锚板抗拔承载力和土体破裂曲线的理论公式，系统探究了不同工况参数的影响规律。最后，通过将本文理论解与经典理论解及数值模拟结果进行对比，验证了本文方法的有效性。本文研究工作可为高烈度地震区浅埋锚板基础设计提供理论参考。

1　斜坡地层倾斜锚板拟静力破坏机制

对浅埋条形锚板而言，其主要承受来自上部结构的上拔荷载。当上拔荷载足够大，超过回填土体抗剪强度时，锚板上方土体极易产生贯通至地表的整体破坏。如：蒋志琳[23]、Zhao[24]等均将锚板上部土体视为整体破坏来进行承载力计算分析。基于此，本文利用传统塑性上限定理，针对斜坡地层任意安设角度的锚板，构造了如图1所示的上拔破坏机动许可速度场，并考虑了地震荷载影响。

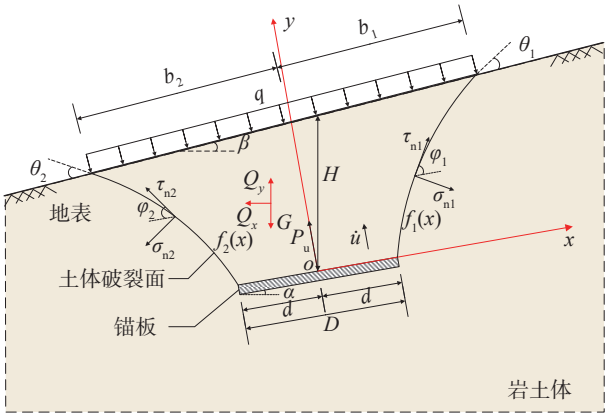


图1　斜坡地层锚板上拔破坏机制

Fig. 1　Uplift failure mechanism of anchor plates in slope strata

图1中，α为锚板安设角度，D为锚板宽度，β为地表倾斜角度，H为埋置深度，q为地表荷载，d为锚板半宽，Q_x为水平地震惯性力，Q_y为竖向地震惯性力，G为土体自重，P_u为锚板抗拔承载力，σ_{n1}、σ_{n2}分别为右侧和左侧破裂面处的正应力，τ_{n1}、τ_{n2}分别为右侧和左侧破裂面处的剪应力，φ_1、φ_2分别为右侧和左侧土体的内摩擦角。由于地层与锚板均存在一定倾斜角度，本文假设锚板上方土体产生非对称破坏。相应地，$f_1(x)$、$f_2(x)$分别为右侧和左侧土体破裂曲线函数，b_1、b_2分别为地表处右侧和左侧破裂面宽度，θ_1、θ_2为相应地表处的破裂角度。同时，在利用上限定理进行计算求解时，本文将锚板上方土体视为理想刚塑性材料。假设在拉拔荷载作用下，仅仅在土体破裂面处产生塑性破坏，锚板上方土体则以速度$\dot{u}$沿y轴整体正向运动。

在分析锚板上拔破坏所受到的地震荷载影响时，本文采用土工结构地震稳定性分析中常用的拟静力法[25−26]。该方法通过引入水平与竖向地震力系数k_h、k_v，可将地震动态力等效成为静态力。

为聚焦地震作用下锚板−土体核心相互作用机制，本文在计算地震惯性力时作如下简化：仅考虑由土体自重引起的地震惯性力。对于地表荷载q，其产生的地震惯性效应不予重复考虑，而是将其作为静力参与整体的平衡分析。

基于上述考虑，针对图1所示的破坏机制，作用于土体上的等效地震惯性力可表示为[27−28]：

$$Q_y = k_v G \tag{1}$$

$$Q_x = k_h G \tag{2}$$

在参数取值上，k_h与k_v应满足如下比例关系[29]：

$$k_v = \eta k_h \tag{3}$$

式中，η为地震效应的比例系数（一般取0.5）。为系统探究地震力影响，本文就k_h分别取0、0.1、0.2、0.3这4种工况进行讨论，涵盖了从无震到强震的典型设计场景。

根据Hoek[30]、Agar[31]、Santarelli[32]等的研究，岩土类材料在破坏时，其强度参数随应力水平变化表现出明显的非线性特性。然而，传统的线性Mohr−Coulomb强度准则难以准确描述这一行为。因此，采用非线性强度准则表征岩土体的破坏特性更为合理。在本文研究中，借鉴Zhao[33]、李亮[34]等广泛采用的方法，选用非线性Mohr−Coulomb强度准则描述岩土体的破坏行为，具体表达式如下：

$$\tau_n = c_0\left(1+\frac{\sigma_n}{\sigma_t}\right)^{\frac{1}{m}} \tag{4}$$

式中：τ_n为剪应力；σ_n为正应力；σ_t为抗拉强度；c_0为初始黏聚力；m为非线性系数（$m\geq1$），当m=1时，该准则可转化为传统的线性Mohr−Coulomb强度准则。

2　锚板抗拔承载力上限分析

2.1　内部能量耗散率

图1中，土体破坏假设符合非线性Mohr−Coulomb强度准则，相应的土体屈服函数F_n为：

$$F_{\mathrm{n}}=\tau_{\mathrm{n}}-c_0\left(1+\frac{\sigma_{\mathrm{n}}}{\sigma_{\mathrm{t}}}\right)^{\frac{1}{m}} \tag{5}$$

根据图 1 破坏机制及相关假设可知，破裂面处应力达到土体抗剪强度时会产生塑性变形与能量耗散。根据传统塑性力学中的位势理论，土体破裂面处的塑性应变率ε_{ij}为：

$$\varepsilon_{ij}=\dot{\lambda}\frac{\partial\delta}{\partial\sigma_{ij}} \tag{6}$$

式中，σ_{ij}为应力张量，$\dot{\lambda}$为塑性因子，δ为塑性势函数。

由于图 1 所示的破坏机制是非对称的，以右侧破裂面为例，令塑性势函数与土体屈服函数一致，即可求出右侧土体破裂面处的塑性应变率为：

$$\begin{cases}\varepsilon_{\mathrm{n1}}=-c_0\dot{\lambda}_1(m\sigma_{\mathrm{t}})^{-1}\left(1+\dfrac{\sigma_{\mathrm{n1}}}{\sigma_{\mathrm{t}}}\right)^{\frac{1-m}{m}},\\ \gamma_{\mathrm{n1}}=\dot{\lambda}_1\end{cases} \tag{7}$$

式中，$\varepsilon_{\mathrm{n1}}$、$\gamma_{\mathrm{n1}}$分别为右侧破裂面处的塑性正应变率与塑性剪应变率，$\dot{\lambda}_1$为右侧破裂面处的塑性因子。

同时，根据图 1 的几何关系，右侧破裂面处塑性应变率还可表示为：

$$\begin{cases}\varepsilon_{\mathrm{n1}}=\left(\dfrac{\dot{u}}{w_1}\right)[1+f_1'^2(x)]^{-\frac{1}{2}},\\ \gamma_{\mathrm{n1}}=-\left(\dfrac{\dot{u}}{w_1}\right)f_1'(x)[1+f_1'^2(x)]^{-\frac{1}{2}}\end{cases} \tag{8}$$

式中，$f_1'(x)=\partial f_1(x)/\partial x$，$w_1$为右侧土体破裂面厚度。

令式(7)与式(8)中的塑性应变率相等，即可求得右侧破裂面处的塑性因子$\dot{\lambda}_1$：

$$\dot{\lambda}_1=-\left(\frac{\dot{u}}{w_1}\right)f_1'(x)[1+f_1'^2(x)]^{-\frac{1}{2}} \tag{9}$$

右侧土体破裂面处正应力与剪应力可以分别表示为：

$$\sigma_{\mathrm{n1}}=\sigma_{\mathrm{t}}\left\{\left[\frac{c_0f_1'(x)}{m\sigma_{\mathrm{t}}}\right]^{\frac{m}{m-1}}-1\right\} \tag{10}$$

$$\tau_{\mathrm{n1}}=c_0^{\frac{m}{m-1}}[(m\sigma_{\mathrm{t}})^{-1}f_1'(x)]^{\frac{1}{m-1}} \tag{11}$$

可求得右侧土体破裂面处产生的单位体积内部耗散率D_1大小为：

$$D_1=\sigma_{\mathrm{n1}}\varepsilon_{\mathrm{n1}}+\gamma_{\mathrm{n1}}\tau_{\mathrm{n1}}=\frac{\dot{u}}{w_1\sqrt{1+f_1'^2(x)}}\cdot\left\{\frac{m-1}{m}\cdot(m\sigma_{\mathrm{t}})^{\frac{1}{1-m}}[c_0f_1'(x)]+\sigma_{\mathrm{t}}\right\} \tag{12}$$

根据图 1 所示的几何关系，将D_1沿$f_1(x)$在区间$[d, b_1\cos(\alpha-\beta)]$进行积分，可得到右侧土体破裂面处内部能量耗散率$W_{\mathrm{i1}}$为：

$$W_{\mathrm{i1}}=\int_d^{b_1\cos(\alpha-\beta)}\left\{c_0^{\frac{m}{m-1}}(m\sigma_{\mathrm{t}})^{\frac{1}{1-m}}\cdot\frac{m-1}{m}f_1'(x)^{\frac{m}{m-1}}+\sigma_{\mathrm{t}}\right\}\dot{u}\mathrm{d}x \tag{13}$$

同理可得左侧土体破裂面处内部能量耗散率W_{i2}为：

$$W_{\mathrm{i2}}=\int_{-b_2\cos(\alpha-\beta)}^{-d}\left\{c_0^{\frac{m}{m-1}}(m\sigma_{\mathrm{t}})^{\frac{1}{1-m}}\cdot\frac{m-1}{m}[-f_2'(x)]^{\frac{m}{m-1}}+\sigma_{\mathrm{t}}\right\}\dot{u}\mathrm{d}x \tag{14}$$

进而可求得锚板上方土体破裂面处总的内部能量耗散率W_{i}为：

$$W_{\mathrm{i}}=W_{\mathrm{i1}}+W_{\mathrm{i2}} \tag{15}$$

2.2 外部能量耗散率

在图 1 破坏机制中，锚板在上拔破坏过程中所受到的外力主要包括土体自重、抗拔承载力、地表荷载与地震惯性力。为计算外力在统一速度方向上的功率，对所有外力均沿锚板拉拔方向进行受力分解，并基于虚功原理进行考量。

锚板上方土体自重做功功率W_γ由两侧土体自重做功功率$W_{\gamma1}$、$W_{\gamma2}$相加可得，即：

$$W_\gamma=W_{\gamma1}+W_{\gamma2} \tag{16}$$

其中，$W_{\gamma1}$、$W_{\gamma2}$可根据图 1 所示几何关系求得：

$$W_{\gamma1}=-\int_d^{b_1\cos(\alpha-\beta)}f_1(x)\mathrm{d}x-b_1\gamma\dot{u}\cos(\beta-\alpha)\cos\alpha\cdot\left[\frac{H}{\cos\alpha(1+\tan\alpha\tan\beta)}+\frac{b_1\sin(\beta-\alpha)}{2}\right] \tag{17}$$

$$W_{\gamma2}=-\int_{b_2\cos(\beta-\alpha)}^{-d}f_2(x)\mathrm{d}x-b_2\gamma\dot{u}\cos(\beta-\alpha)\cos\alpha\cdot\left[\frac{H}{\cos\alpha(1+\tan\alpha\tan\beta)}+\frac{b_2\sin(\beta-\alpha)}{2}\right] \tag{18}$$

式(17)、(18)中，γ为土体重度。

锚板抗拔承载力做功功率W_{pu}为：

$$W_{\mathrm{pu}}=P_{\mathrm{u}}\dot{u} \tag{19}$$

地表荷载做功功率W_q为：

$$W_q=-q\cos(\alpha-\beta)\dot{u}(b_1+b_2) \tag{20}$$

地震力做功功率W_Q为：

$$W_Q=\dot{u}\gamma(k_{\mathrm{v}}\cos\alpha+k_{\mathrm{h}}\sin\alpha)\cdot\left\{-\int_d^{b_1\cos(\alpha-\beta)}f_1(x)\mathrm{d}x-\int_{-b_2\cos(\beta-\alpha)}^{-d}f_2(x)\mathrm{d}x+\frac{(b_1^2-b_2^2)}{4}\sin2(\beta-\alpha)+\frac{(b_1+b_2)H\cos(\beta-\alpha)}{\cos\alpha(1+\tan\alpha\tan\beta)}\right\} \tag{21}$$

2.3 抗拔承载力

由虚功率原理可知，内部能量耗散率与总的外力做功功率相等，由此可得：

$$W_{\mathrm{i}}=W_{\gamma}+W_{\mathrm{pu}}+W_{q}+W_{Q} \tag{22}$$

将式(15)、(16)、(19)～(21)代入式(22)中，整理后可求得锚板抗拔承载力P_{u}：

$$P_{\mathrm{u}}=\left\{\frac{H(b_1+b_2)\cos(\beta-\alpha)}{\cos\alpha(1+\tan\alpha\tan\beta)}+\frac{(b_1^2-b_2^2)\sin 2(\beta-\alpha)}{4}\right\}\cdot$$
$$[(1-k_{\mathrm{v}})\cos\alpha-k_{\mathrm{h}}\sin\alpha]\gamma+\int_{d}^{b_1\cos(\alpha-\beta)}\left\{[k_{\mathrm{h}}\sin\alpha+\right.$$
$$\cos\alpha(k_{\mathrm{v}}-1)]\gamma f_1(x)+\sigma_{\mathrm{t}}+(m\sigma_{\mathrm{t}})^{\frac{1}{1-m}}[c_0 f_1'(x)]^{\frac{m}{m-1}}\cdot$$
$$\left.\frac{m-1}{m}\right\}\mathrm{d}x+\int_{-b_2\cos(\alpha-\beta)}^{-d}\left\{\gamma f_2(x)[k_{\mathrm{h}}\sin\alpha+(k_{\mathrm{v}}-1)\cdot\right.$$
$$\cos\alpha]+(m\sigma_{\mathrm{t}})^{\frac{1}{1-m}}\frac{m-1}{m}\cdot[-c_0 f_2'(x)]^{\frac{m}{m-1}}+\sigma_{\mathrm{t}}\Big\}\mathrm{d}x+$$
$$(b_1+b_2)q\cos(\beta-\alpha) \tag{23}$$

然而，由此求得的抗拔承载力P_{u}为锚板在极限状态下对应的破坏荷载。根据上限定理可知，该破坏荷载大于或等于真实的破坏荷载。为获得最优解，首先，令

$$\Lambda_1=\sigma_{\mathrm{t}}+\gamma f_1(x)[k_{\mathrm{h}}\sin\alpha+\cos\alpha(k_{\mathrm{v}}-1)]+(m\sigma_{\mathrm{t}})^{\frac{1}{1-m}}\cdot$$
$$\frac{m-1}{m}[c_0 f_1'(x)]^{\frac{m}{m-1}} \tag{24}$$

$$\Lambda_2=\sigma_{\mathrm{t}}+\gamma f_2(x)[k_{\mathrm{h}}\sin\alpha+\cos\alpha(k_{\mathrm{v}}-1)]+(m\sigma_{\mathrm{t}})^{\frac{1}{1-m}}\cdot$$
$$\frac{m-1}{m}[-c_0 f_2'(x)]^{\frac{m}{m-1}} \tag{25}$$

然后，基于变分极值原理，可将式(24)、(25)分别代入如下欧拉方程进行求解：

$$\frac{\partial\Lambda_1}{\partial f_1(x)}-\frac{\partial}{\partial x}\left[\frac{\partial\Lambda_1}{\partial f_1'(x)}\right]=0 \tag{26}$$

$$\frac{\partial\Lambda_2}{\partial f_2(x)}-\frac{\partial}{\partial x}\left[\frac{\partial\Lambda_2}{\partial f_2'(x)}\right]=0 \tag{27}$$

其中，

$$\frac{\partial\Lambda_1}{\partial f_1(x)}=\frac{\partial\Lambda_2}{\partial f_2(x)}=[k_{\mathrm{h}}\sin\alpha+(k_{\mathrm{v}}-1)\cos\alpha]\gamma \tag{28}$$

$$\frac{\partial}{\partial x}\left[\frac{\partial\Lambda_1}{\partial f_1'(x)}\right]=\frac{c_0^{\frac{m}{m-1}}}{m-1}f_1''(x)\cdot f_1'(x)^{\frac{2-m}{m-1}}\cdot(m\sigma_{\mathrm{t}})^{\frac{1}{1-m}} \tag{29}$$

$$\frac{\partial}{\partial x}\left[\frac{\partial\Lambda_2}{\partial f_2'(x)}\right]=\frac{c_0^{\frac{m}{m-1}}}{m-1}f_2''(x)\cdot[-f_2'(x)]^{\frac{2-m}{m-1}}\cdot(m\sigma_{\mathrm{t}})^{\frac{1}{1-m}} \tag{30}$$

将式(28)、(29)、(30)代入式(26)、(27)中可得：

$$0=\gamma[k_{\mathrm{h}}\sin\alpha+(k_{\mathrm{v}}-1)\cos\alpha]-(m-1)^{-1}(m\sigma_{\mathrm{t}})^{\frac{1}{1-m}}c_0^{\frac{m}{m-1}}\cdot$$
$$f_1'(x)^{\frac{2-m}{m-1}}f_1''(x) \tag{31}$$

$$0=\gamma[k_{\mathrm{h}}\sin\alpha+(k_{\mathrm{v}}-1)\cos\alpha]-(m-1)^{-1}(m\sigma_{\mathrm{t}})^{\frac{1}{1-m}}\cdot$$
$$c_0^{\frac{m}{m-1}}[-f_2'(x)]^{\frac{2-m}{m-1}}f_2''(x) \tag{32}$$

可求得如下函数表达式：

$$f_1'(x)=c_0^{-m}m\sigma_{\mathrm{t}}\{[k_{\mathrm{h}}\sin\alpha+\cos\alpha(k_{\mathrm{v}}-1)]\gamma x-K_1\}^{m-1} \tag{33}$$

$$f_2'(x)=-c_0^{-m}m\sigma_{\mathrm{t}}\{-[k_{\mathrm{h}}\sin\alpha+(k_{\mathrm{v}}-1)\cos\alpha]\gamma x+K_2\}^{m-1} \tag{34}$$

式(33)、(34)中，K_1、K_2为积分待定常数。

进而可求得$f_1(x)$、$f_2(x)$的表达式如下：

$$f_1(x)=c_0^{-m}\sigma_{\mathrm{t}}\{\gamma x[k_{\mathrm{h}}\sin\alpha+(k_{\mathrm{v}}-1)\cos\alpha-K_1]\}^{m}\{[k_{\mathrm{h}}\cdot$$
$$\sin\alpha+(k_{\mathrm{v}}-1)\cos\alpha]\gamma\}^{-1}+L_1 \tag{35}$$

$$f_2(x)=-c_0^{-m}\sigma_{\mathrm{t}}\{-\gamma x[k_{\mathrm{h}}\sin\alpha+(k_{\mathrm{v}}-1)\cos\alpha]+K_2\}^{m}\{[k_{\mathrm{h}}\cdot$$
$$\sin\alpha+(k_{\mathrm{v}}-1)\cos\alpha]\gamma\}^{-1}+L_2 \tag{36}$$

式(35)、(36)中，L_1、L_2为积分待定常数。

为求解式(35)、(36)中的等积分待定常数，根据图 1 中几何关系可知，右侧土体破裂曲线$f_1(x)$应满足如下边界条件：

$$f_1'(x)|_{x=b_1\cos(\beta-\alpha)}=\tan\theta_1 \tag{37}$$

$$f_1(x)|_{x=d}=0 \tag{38}$$

可求得：

$$K_1=\gamma b_1\cos(\beta-\alpha)[k_{\mathrm{h}}\sin\alpha+(k_{\mathrm{v}}-1)\cos\alpha]-$$
$$[c_0^{m}(m\sigma_{\mathrm{t}})^{-1}\tan\theta_1]^{\frac{1}{m-1}} \tag{39}$$

$$L_1=-c_0^{-m}\sigma_{\mathrm{t}}\left\{\gamma[k_{\mathrm{h}}\sin\alpha+(k_{\mathrm{v}}-1)\cos\alpha][d-b_1\cdot\right.$$
$$\left.\cos(\beta-\alpha)]+[(m\sigma_{\mathrm{t}})^{-1}c_0^{m}\tan\theta_1]^{\frac{1}{m-1}}\right\}^{m}\{\gamma[k_{\mathrm{h}}\cdot$$
$$\sin\alpha+(k_{\mathrm{v}}-1)\cos\alpha]\}^{-1} \tag{40}$$

同理可求得：

$$K_2=-\gamma b_2\cos(\beta-\alpha)[k_{\mathrm{h}}\sin\alpha+(k_{\mathrm{v}}-1)\cos\alpha]-$$
$$[c_0^{m}(m\sigma_{\mathrm{t}})^{-1}\tan\theta_2]^{\frac{1}{m-1}}(-1)^{\frac{m+1}{m-1}} \tag{41}$$

$$L_2=-c_0^{-m}\sigma_{\mathrm{t}}\left\{\gamma[k_{\mathrm{h}}\sin\alpha+(k_{\mathrm{v}}-1)\cos\alpha][d-b_2\cdot\right.$$
$$\left.\cos(\beta-\alpha)]+[(m\sigma_{\mathrm{t}})^{-1}(-c_0)^{m}\tan\theta_2]^{\frac{1}{m-1}}\right\}^{m}\cdot$$
$$\{\gamma[k_{\mathrm{h}}\sin\alpha+(k_{\mathrm{v}}-1)\cos\alpha]\}^{-1} \tag{42}$$

3　结果分析与讨论

影响锚板抗拔承载力的因素众多，为更好地指导锚板基础的设计及施工，系统分析了地震力作用下不同因素对锚板抗拔承载力及土体破裂范围的影响规律。为了便于分析，令锚板宽度为 2 m，并定义锚板埋深比$\zeta=H/2d$。

3.1　锚板倾角、地表倾角影响规律

当地表倾角与土体力学参数一定（m=2、β=30°、c_0=

18 kPa、q=20 kPa、γ=20 kN/m^3)时，图2为不同埋深比和地震力系数影响下，锚板抗拔承载力随锚板布设倾角的变化曲线。由图2可知，锚板倾角α与地震力系数的大小对锚板抗拔承载力影响显著。当埋深比不变时，随着锚板倾角α和地震力系数的增大，锚板抗拔承载力呈现不断降低的趋势；当锚板倾角α与地震力系数不变时，随着埋深比的增大，锚板的抗拔承载力不断增加且增幅较为显著。因此，在实际倾斜地层工况中，为获得较优的抗拔承载性能，锚板安装角度不宜过大；适当增大锚板埋置深度可显著提升锚板抗拔承载能力。

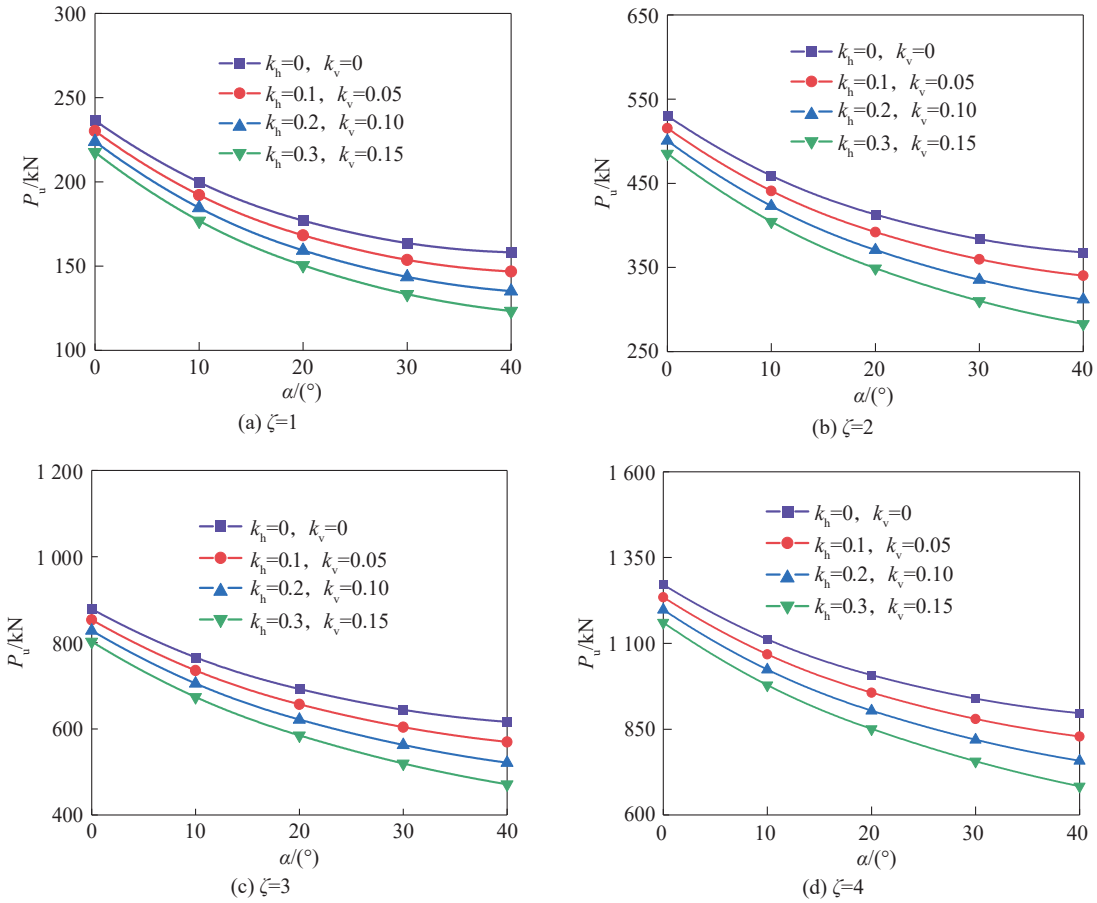


图2 不同埋深比和地震力系数影响下锚板倾角α对抗拔承载力的影响

Fig. 2 Influence of anchor plate inclination α on pullout capacity under different embedment depth ratios and seismic force coefficients

图3为当埋深比ζ=2时，在地震力作用下，锚板倾角α对土体破裂范围的影响规律，其中，β=30°，k_h=0.2，k_v=0.10，m=2，c_0=18 kPa，q=20 kPa，γ=20 kN/m^3。由图3可知，受地表倾角β与锚板倾角α影响，锚板上方土体破坏范围呈现出明显的非对称特性且总体上呈现出随锚板倾角α改变而相应旋转的趋势。

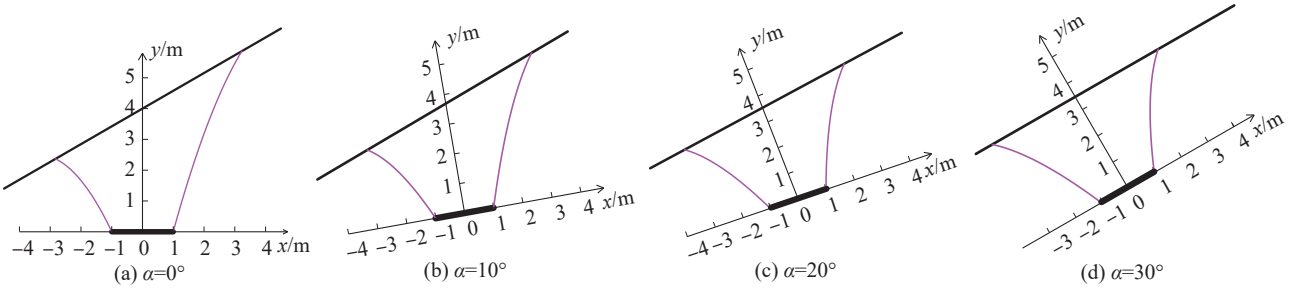


图3 锚板倾角α对土体破坏范围的影响(ζ=2)

Fig. 3 Influence of anchor plate inclination α on the soil failure range (ζ=2)

值得注意的是，当地表倾角β与锚板倾角α相等时，对称轴两侧的能量耗散率完全相同，致使锚板上方两侧土体的破裂面宽度相等，因此，土体破坏范围呈现一定对称性。

图4为当锚板倾角α和力学参数保持恒定、埋深比ζ=2时，在地震力作用下，锚板抗拔承载力随地表倾

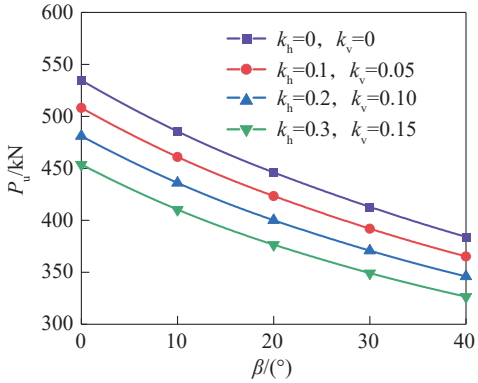
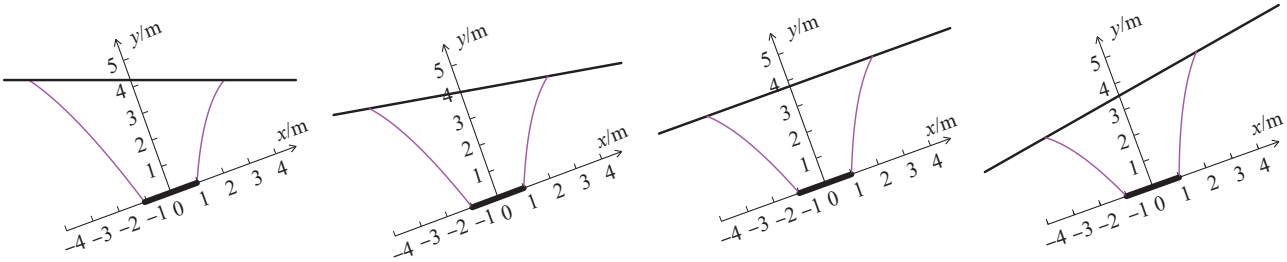


图4　地表倾角β对抗拔承载力的影响（ζ=2）

Fig. 4　Influence of different ground surface inclinations β on the pullout capacity (ζ=2)

角β的演变规律，其中，m=2，α=30°，c_0=18 kPa，q=20 kPa，γ=20 kN/m^3。由图4可知，地表倾角β的增大会显著弱化锚板的抗拔承载力，两者呈现显著的负相关关系。进一步分析表明：地震力系数对锚板的抗拔性能同样具有削弱作用，在任意地表倾角β下，地震力系数愈大，锚板抗拔承载力愈小；地震力系数与地表倾角β的耦合劣化效应十分显著。

相应地，图5为在地震力作用下土体破裂范围随地表倾角β的变化规律。由图5可知，锚板上方土体破坏范围呈现典型倒梯形分布特征，这与已有的相关研究结论相吻合。具体地，当其他参数恒定时，随着地表倾角β的逐渐增大，土体破坏范围呈递减趋势。



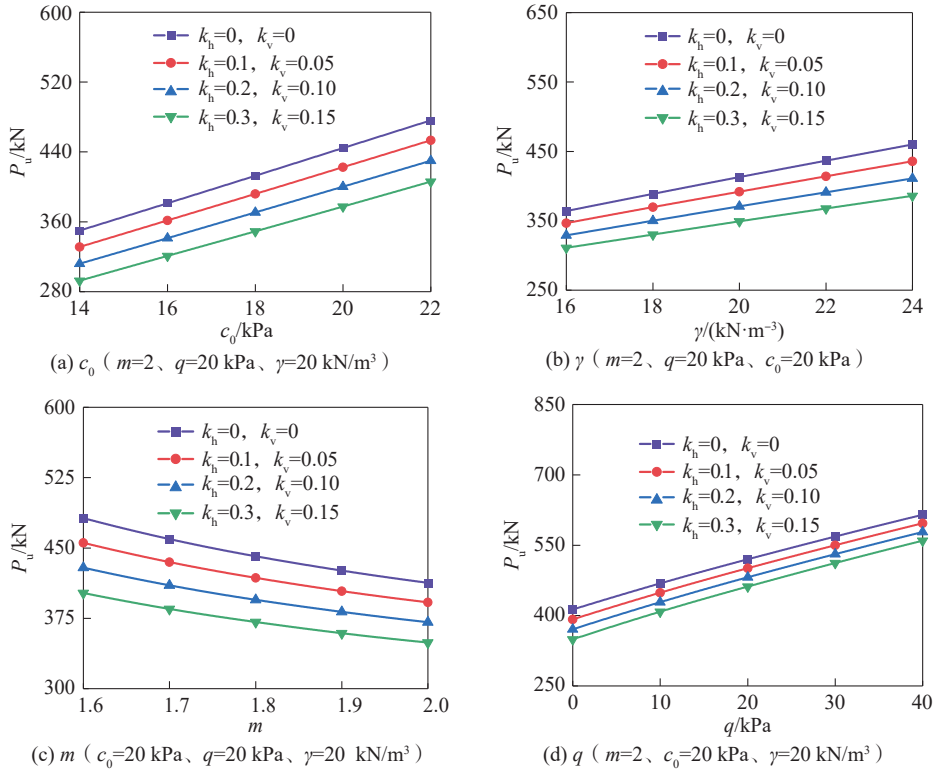
(a) β=0°　(b) β=10°　(c) β=20°　(d) β=30°

图5　地表倾角β对土体破坏范围的影响（ζ=2）

Fig. 5　Influence of different ground surface inclinations β on the soil failure range (ζ=2)

3.2　不同力学参数影响规律

图6分别为在地震力作用下，锚板抗拔承载力随着初始黏聚力c_0、土体重度γ、非线性系数m、地表荷载q等力学参数的变化曲线，其中，α=20°，β=30°，ζ=2。由图6可知，在地震力作用下，当埋深比、锚板倾角、地表倾角恒定时，随着初始黏聚力c_0、地表荷载q和土体重



(a) c_0（m=2、q=20 kPa、γ=20 kN/m^3）　(b) γ（m=2、q=20 kPa、c_0=20 kPa）

(c) m（c_0=20 kPa、q=20 kPa、γ=20 kN/m^3）　(d) q（m=2、c_0=20 kPa、γ=20 kN/m^3）

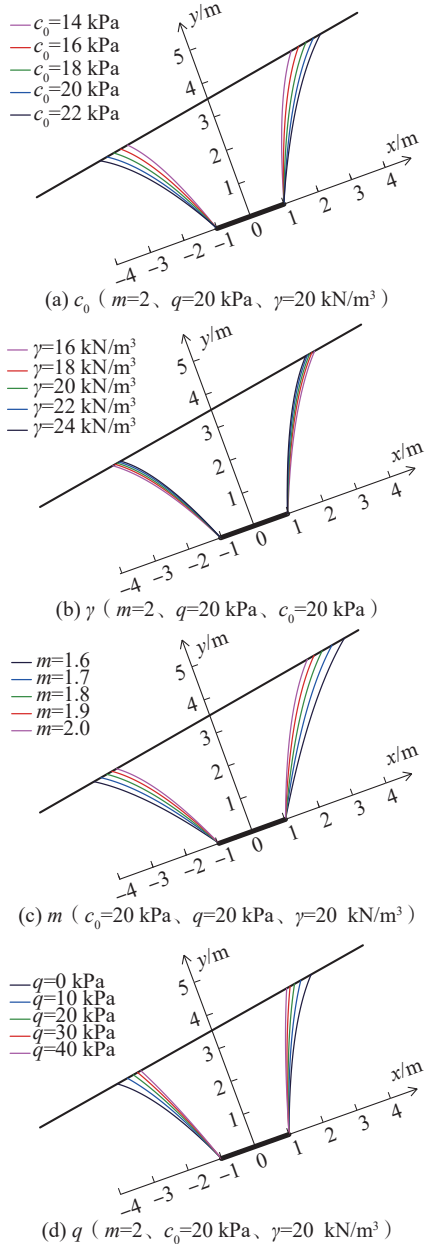
图6　不同力学参数对抗拔承载力的影响

Fig. 6　Influence of different mechanical parameters on the pullout capacity

度γ的不断增大，锚板抗拔承载力随之增大且增幅较为明显；相反地，随着非线性系数m的增大，锚板抗拔承载力呈明显的降低趋势；同时，随着地震力增大，锚板抗拔承载力随之减小。

综上，土体强度参数是影响锚板承载力的关键因素，在实际锚板基础安装时，可通过强夯或采用高强度回填材料等方式提升锚板上方土体的密实度与力学性能，从而获得较优的抗拔承载性能。同时，优化地表堆载配置可有效抵消地震力影响，并大幅提升锚板抗拔承载力，有效保障高烈度地震区锚板基础的安全性与稳定性。

图 7 分别为在地震力作用下土体破裂范围随初始



(a) c_0（m=2、q=20 kPa、γ=20 kN/m³）

(b) γ（m=2、q=20 kPa、c_0=20 kPa）

(c) m（c_0=20 kPa、q=20 kPa、γ=20 kN/m³）

(d) q（m=2、c_0=20 kPa、γ=20 kN/m³）

图 7 不同力学参数对土体破坏范围的影响

Fig. 7 Influence of different mechanical parameters on the soil failure range

黏聚力c_0、土体重度γ、非线性系数m、地表荷载q等因素的变化规律，其中，α=20°，β=30°，k_h=0.2，k_v=0.1。由图 7 可知：初始黏聚力c_0与土体破裂范围呈现显著的正相关关系；相反地，非线性系数m、土体重度γ和地表荷载q与土体破裂范围呈负相关关系，有效抑制了破裂面的横向发展。

4 对比验证

4.1 承载力计算对比

为验证本文所提方法的正确性与可信度，本文开展了与经典理论的计算对比。需要指出的是，本文方法针对的是地震作用下斜坡地层中倾斜锚板的抗拔承载力问题，与现有文献中广泛讨论的水平或斜坡浅埋锚板工况存在本质区别。

尽管工况不同，但所遵循的物理规律应具有统一性。将地层倾角、锚板倾角及地震力系数等关键参数设为 0，本文方法即可退化为经典工况，从而在统一框架下进行比较分析。

为便于对比，定义抗拔承载力系数T[4]为：

$$T=\frac{P_u}{\gamma bH} \tag{43}$$

式中，b为土体破裂面宽度。

图 8 为不同方法求解的锚板抗拔承载力系数随埋深比的变化关系。由图 8 可知，本文计算结果与 Murray 等[35]提出的经典理论解在变化趋势和数值量级上均高度吻合。这表明在特定边界条件下，本文方法能够自然收敛于公认的力学规律，从而验证了本文所建理论框架的正确性。

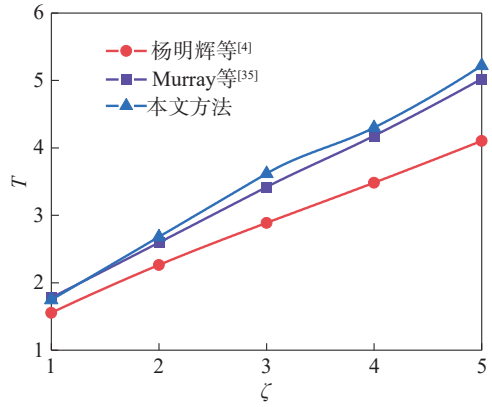


图 8 本文方法与经典理论的抗拔承载力系数对比

Fig. 8 Comparison of the pullout capacity factors between the proposed method and classical theories

4.2 数值模拟对比

为了充分验证本文所提出方法的有效性，以某斜坡地层浅埋倾斜锚板为例，系统开展了不同因素影响下锚板上拔破坏数值模拟研究。图 9 为 FLAC−3D 软件

中的数值计算模型。图 9 中，锚板宽度 D 为 2 m，埋深 H 为 4 m，土体重度 γ 为 20 kN/m^3，初始黏聚力 c_0 为 30 kPa，摩擦角 φ 为 30°。

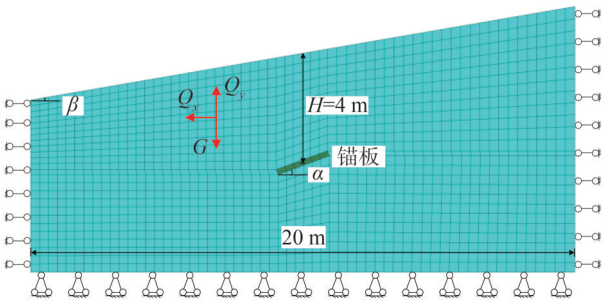


图 9　数值计算模型

Fig. 9　Numerical calculation model

在数值模拟中，系统考虑了 3 种地表倾角 β 与锚板倾角 α 的安装工况，讨论分析了不同地震力系数对锚板上拔破坏过程的影响规律，共计 12 种对比方案，见表 1。

表 1　不同工况下数值模拟方案

Tab. 1　Numerical simulation schemes under different working conditions

工况编号	方案编号	α/(°)	β/(°)	k_v	k_h
1	1	0	20	0	0
	2	0	20	0.05	0.1
	3	0	20	0.10	0.2
	4	0	20	0.15	0.3
2	5	20	30	0	0
	6	20	30	0.05	0.1
	7	20	30	0.10	0.2
	8	20	30	0.15	0.3
3	9	30	10	0	0
	10	30	10	0.05	0.1
	11	30	10	0.10	0.2
	12	30	10	0.15	0.3

为确保在相同条件下验证本文理论方法的有效性，对于数值模拟中的地震惯性力作用，通过对模型内部水平与竖向加速度赋值的方式进行考虑。同时应注意，本文所建立的理论方法是基于非线性 Mohr-Coulomb 强度准则推导得出的，但数值模拟软件 FLAC-3D 中仅内嵌了传统的线性 Mohr-Coulomb 本构模型。针对该问题，本文在对比分析时仅考虑非线性 Mohr-Coulomb 强度准测中 m=1 的情况。当 m=1 时，非线性 Mohr-Coulomb 准则即可退化为传统的线性 Mohr-Coulomb 强度准则，进而可确保在相同计算参数条件下实现理论分析结果与数值模拟结果的对比验证。

图 10 为 3 种工况下数值模拟得到的锚板上拔力与上拔位移的关系曲线。由图 10 可知：在初始阶段，随着上拔位移的增加，锚板抗拔承载力呈线性增长趋势；当超过土体极限强度时，锚板上拔承载力达到峰值。此后，随着锚板上方土体的破坏，锚板抗拔承载力逐渐降低。当考虑地震作用时，随着地震力系数的增大，锚板抗拔承载力呈现不断减小的趋势，这与理论计算结果保持一致。

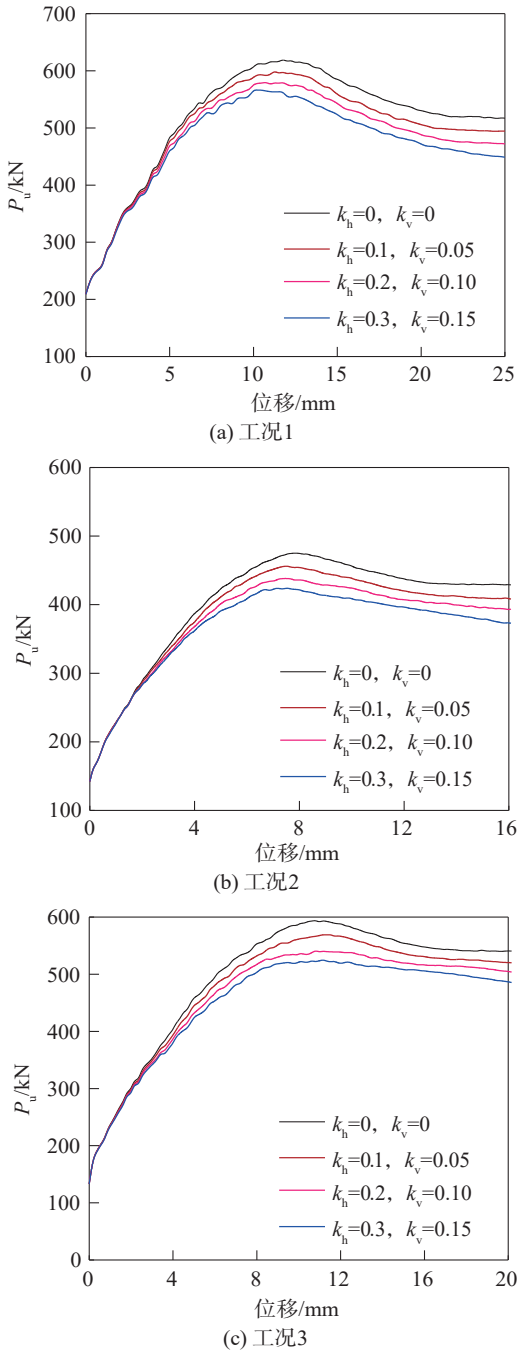
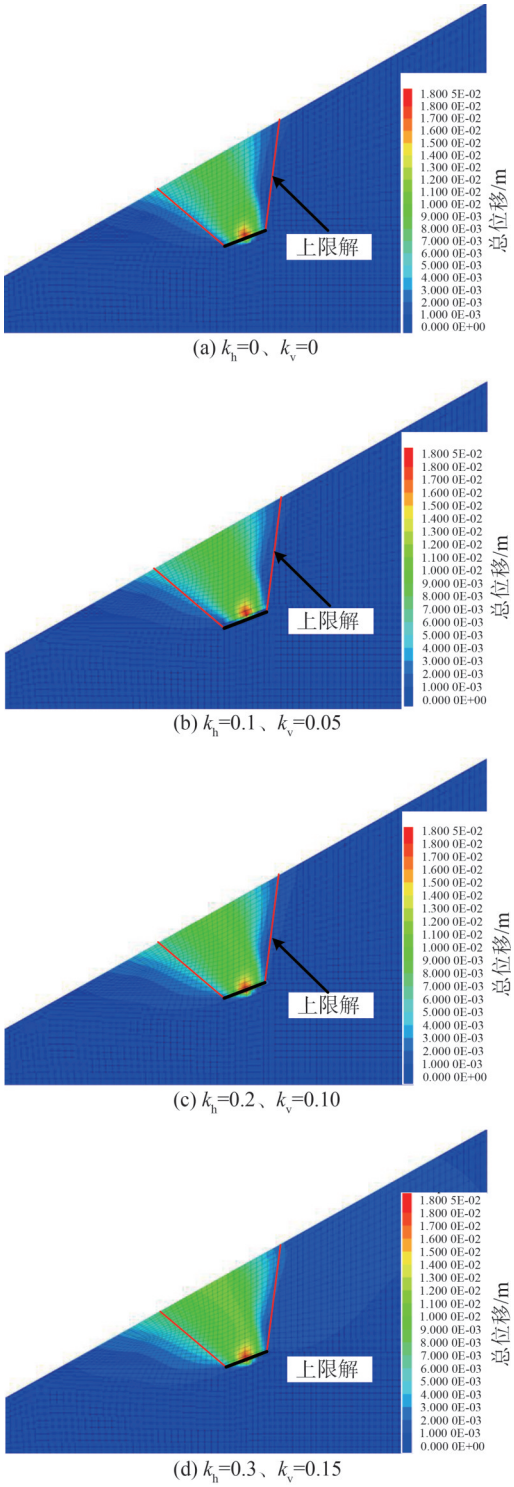


图 10　不同工况下锚板上拔荷载-位移数值模拟曲线

Fig. 10　Numerical simulation curves of anchor plate uplift load-displacement under different working conditions

以表 1 中工况 2 为例，图 11、12 分别为锚板上拔破坏峰值时刻对应的总位移云图与剪切应变率云图。由图 11、12 可知：当锚板抗拔承载力达到峰值时，土体内部产生了贯通至地表的破坏形式；随着地震力系数的增加，土体破裂范围呈现出逐渐增大的趋势，但增幅不明显，这与图 3 理论结果中的规律近似一致。



(a) k_h=0、k_v=0

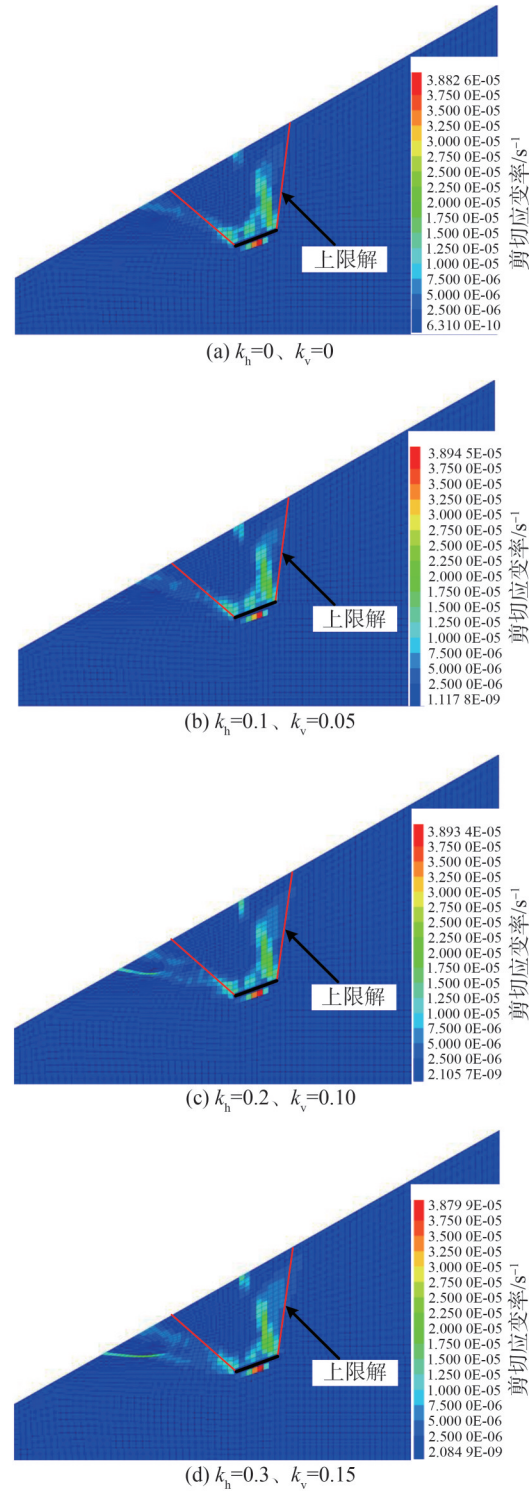
(b) k_h=0.1、k_v=0.05

(c) k_h=0.2、k_v=0.10

(d) k_h=0.3、k_v=0.15

图 11　不同地震力系数下总位移云图

Fig. 11　Cloud maps for the total displacements under different seismic load coefficients



(a) k_h=0、k_v=0

(b) k_h=0.1、k_v=0.05

(c) k_h=0.2、k_v=0.10

(d) k_h=0.3、k_v=0.15

图 12　不同地震力系数下剪切应变率云图

Fig. 12　Cloud maps for the shear strain rates under different seismic load coefficients

理论计算得到的土体破裂范围与数值模拟结果大致保持一致。其原因在于，在复杂荷载工况下，因荷载沿锚板拉拔方向分解的简化假设无法真实反映锚板所受非对称荷载，导致预测的土体破坏范围系统性地偏向坡顶。

表 2 为不同工况下理论计算与数值模拟得到的锚

板抗拔承载力对比结果。由表2可以看出，本文理论计算结果与数值模拟结果较为接近，最大误差不超过5.6%，这进一步验证了本文理论方法的正确性和可靠性。

表2　不同工况下本文理论计算与数值模拟锚板抗拔承载力结果对比

Tab. 2　Comparison of theoretical calculations and numerical simulation results of anchor plate pullout capacity under different working conditions

工况编号	方案编号	本文理论计算结果/kN	数值模拟结果/kN	误差/%
1	1	618.17	619.72	0.25
	2	600.05	599.74	0.05
	3	581.94	580.14	0.31
	4	563.83	566.80	0.52
2	5	483.95	475.29	1.80
	6	460.66	456.12	0.99
	7	437.37	438.33	0.22
	8	414.08	424.19	2.40
3	9	605.11	594.17	1.80
	10	568.78	569.41	0.11
	11	532.46	541.51	1.70
	12	496.13	525.34	5.60

5　结　论

1）地震力对锚板抗拔承载力具有显著的削弱作用。随着锚板倾角、地表倾角、土体非线性系数及地震力系数增大，锚板抗拔承载力不断减小；随着埋深比、土体初始黏聚力、重度及地表荷载增大，锚板抗拔承载力不断增大。

2）土体破坏范围与地震力系数、初始黏聚力的大小成正比，与非线性系数、土体重度、地表荷载、锚板倾角、地表倾角的大小成反比，但土体重度对土体破坏范围的影响较不显著。

3）理论解与经典解在规律和数值上均吻合良好。其在特定条件下能合理退化至公认解。

4）数值模拟与理论计算得出的锚板抗拔承载力高度一致，最大误差不超过5.6%；此外，模拟中土体产生的贯通至地表的破坏范围，其形态与理论中的破坏机制假设相符。

参考文献：

[1] Luo Guang, Hu Wei, Du Hongyi, et al. Experimental study on uplift capacity of horizontal rectangular anchor plate in saturated red clay[J]. Science Technology and Engineering, 2025,25(7):2897–2903.[罗广，胡伟，杜弘毅，等. 饱和红黏土中水平矩形锚板上拔承载特性试验研究[J]. 科学技术与工程，2025,25(7):2897–2903.]

[2] Ganesh R, Sahoo J P. Uplift capacity of horizontal strip plate anchors adjacent to slopes considering seismic loadings[J]. Soils and Foundations, 2016,56(6):998–1007.

[3] Wang Hongtao, Xu Yongshuai, Men Yanqing, et al. Analysis of uplift bearing capacity of inclined anchor plate in soil slope[J]. Journal of Railway Engineering Society, 2024,41(7):1–10.[王洪涛，徐涌帅，门燕青，等. 土质斜坡地层倾斜锚板抗拔承载力分析[J]. 铁道工程学报，2024,41(7):1–10.]

[4] Yang Minghui, Huang Hu, Deng Bo, et al. Failure mode of uplift strip anchor plate adjacent to slopes and upper limit analysis and test verification of its ultimate bearing capacity[J]. Journal of Hunan University(Natural Sciences), 2021,48(1):10–18.[杨明辉，黄虎，邓波，等. 临坡抗拔条形锚板破坏模式及极限承载力上限分析与试验验证[J]. 湖南大学学报(自然科学版)，2021,48(1):10–18.]

[5] Hu Shihong, Li Liang, Zhao Lianheng, et al. Strength reduction strategy for rock slope stability using the variation principle based on the Hoek－Brown failure criterion[J]. Bulletin of Engineering Geology and the Environment, 2023,82(8):297.

[6] Ganesh R, Sahoo J P. Kinematic horizontal slice method for uplift capacity analysis of plate anchors in nonhomogeneous soils with a nonlinear failure criterion[J]. Computers and Geotechnics, 2023,159:105407.

[7] Zhao Lianheng, Tan Yigao, Nie Zhihong, et al. Variation analysis of ultimate pullout capacity of shallow horizontal strip anchor plate with 2-layer overlying soil based on nonlinear M－C failure criterion[J]. Journal of Central South University, 2018,25(11):2802–2818.

[8] Zhang Xin, Yue Jinchao, Liu Mingliang, et al. Uplifting behavior and bearing capacity of plate anchors in sand[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2012,34(9):1734–1739.[张昕，乐金朝，刘明亮，等. 砂土中锚板的抗拔机理与承载力计算模型研究[J]. 岩土工程学报，2012,34(9):1734–1739.]

[9] Li Qing, Ai Zhicheng. Experimental and theoretical analysis on the uplift capacity of strip plate anchor near a slope [J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2019,16(12):2960–2968.[李青，艾志诚. 临坡条形锚板抗拔承载力试验及理论分析[J]. 铁道科学与工程学报，2019,16(12):2960–2968.]

[10] Rui Rui, Xiao Fengyu, Cheng Yonghui, et al. Experimental study on pull-out resistance of plate anchors at different buried depths[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2023,45(10):2032–2041. [芮瑞，肖风钰，程永辉，等. 不同埋置深度下的锚板抗拔特性试验研究[J]. 岩土工程学报，2023,45(10):2032–2041.]

[11] Shi Danda, Mao Yiyao, Yang Yong, et al. Experimental study

on the deformation characteristics of soils around uplift circular plate anchors using digital image correlation technology[J]. Rock and Soil Mechanics, 2020, 41(10): 3201–3213. [史旦达, 毛逸瑶, 杨勇, 等. 基于DIC技术的砂土中圆形锚板上拔土体变形特性试验研究[J]. 岩土力学, 2020, 41(10): 3201–3213.]

[12] Xia Y Y, Chen C, Ni Q. Comparative modelling of pullout process of four different anchorages by using transparent soil[J]. Chinese Journal of Geotechnical Engineering, 2017, 39(3): 399–407.

[13] Zou Weilie, Han Yuehuan, Wang Xiequn, et al. Failure surface morphology and uplift bearing capacity calculation of soil surrounding glass fiber-reinforced plastic screw anchors[J]. Journal of Changjiang River Scientific Research Institute, 2026, 43(1): 95–102. [邹维列, 韩月欢, 王协群, 等. 玻璃钢螺旋锚锚周土体的破坏面形态与抗拔承载力计算[J]. 长江科学院院报, 2026, 43(1): 95–102.]

[14] Hu Wei, Zeng Panyu, Wang Hui, et al. Calculation method of uplift capacity of horizontal strip anchor plate in cohesive soil foundation[J]. Rock and Soil Mechanics, 2025, 46(6): 1731–1744. [胡伟, 曾攀煜, 王辉, 等. 黏性土地基中水平条形锚板上拔承载力计算方法研究[J]. 岩土力学, 2025, 46(6): 1731–1744.]

[15] Choudhary A K, Pandit B, Sivakumar Babu G L. Three-dimensional analysis of uplift behaviour of square horizontal anchor plate in frictional soil[J]. International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering, 2018, 4(2): 14.

[16] Bhattacharya P. Undrained uplift capacity of strip plate anchor nearby clayey slope[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2018, 36(2): 1393–1407.

[17] Khuntia S, Prasad Sahoo J. Vertical uplift capacity of strip plate anchors embedded horizontally adjacent to cohesive-frictional soil slopes[J]. International Journal of Geomechanics, 2018, 18(3): 06018001.

[18] Hassan M M, Rahman N, Rokonuzzaman M D, et al. Effect of anchor geometry on uplift resistance of plate anchor in sloping terrain[J]. Ocean Engineering, 2024, 292: 116498.

[19] Ganesh R, Sahoo J P. Vertical uplift capacity of rectangular and square plate anchors in granular soil under seismic forces[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2022, 26(14): 7366–7383.

[20] Sahoo J P, Ganesh R. Seismic uplift resistance of circular plate anchors in sand[J]. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering, 2019, 172(1): 55–66.

[21] Choudhury D, Subba Rao K S. Seismic uplift capacity of inclined strip anchors[J]. Canadian Geotechnical Journal, 2005, 42(1): 263–271.

[22] Shiau J, Nguyen T, Ly−Khuong D. Unraveling seismic uplift behavior of plate anchors in frictional-cohesive soils: A comprehensive analysis through stability factors and machine learning[J]. Ocean Engineering, 2024, 297: 116987.

[23] Jiang Zhilin, Wang Chonggan, Xie Chunling. Upper bound limi analysis of uplift behavior of strip anchor platein the case of the non-associated flow rule[J]. Journal of Railway Science and Engineering, 2021, 18(7): 1773–1781. [蒋志琳, 王崇淦, 谢春玲. 非关联流动准则条件下条形锚板抗拔特性上限分析[J]. 铁道科学与工程学报, 2021, 18(7): 1773–1781.]

[24] Zhao Lianheng, Gong Xiaogen, Hu Shihong, et al. Effects of heterogeneity and nonlinearity on uplift characteristics of shallow horizontal anchor plates[J]. Geotechnical and Geological Engineering, 2023, 41(2): 1615–1634.

[25] Cai Xiaoguang, Xu Honglu, Wang Haiyun, et al. Horizontal seismic coefficient of geogrid reinforced soil retaining wall[J]. Rock and Soil Mechanics, 2025, 46(10): 3033–3044. [蔡晓光, 徐洪路, 王海云, 等. 土工格栅加筋土挡墙水平地震系数研究[J]. 岩土力学, 2025, 46(10): 3033–3044.]

[26] Wang Hong, Fu Helin, Wang Chengyang, et al. Upper limit analysis on dynamic stability of tunnel face under earthquake force based on quasi-static method[J]. Mining Research and Development, 2023, 43(2): 95–101. [汪泓, 傅鹤林, 王成洋, 等. 基于拟静力法的地震作用下隧道掌子面动态稳定性上限分析[J]. 矿业研究与开发, 2023, 43(2): 95–101.]

[27] Ganesh R, Sahoo J P. Seismic stability of obliquely loaded circular plate anchors[J]. Ocean Engineering, 2020, 217: 107856.

[28] Cui Jianfeng, Wang Weijun. Seismic stability analysis of surrounding rocks in deep buried chamber based on Hoek−Brown failure criterion[J]. Journal of Mining and Safety Engineering, 2021, 38(2): 260–268. [崔建锋, 王卫军. Hoek-Brown破坏准则下深埋硐室围岩抗震稳定性分析[J]. 采矿与安全工程学报, 2021, 38(2): 260–268.]

[29] Zhang Jiahua, Yang Xiaoli, Zhang Biao. Upper bound quasi-static analysis of dynamic stability on shallow tunnel under earthquake action[J]. Journal of Central South University(Science and Technology), 2015, 46(1): 238−247. [张佳华, 杨小礼, 张标. 地震作用下浅埋隧道动态稳定性的拟静力上限分析[J]. 中南大学学报(自然科学版), 2015, 46(1): 238–247.]

[30] Hoek E. Strength of jointed rock masses[J]. Géotechnique, 1983, 33(3): 187–223.

[31] Agar J G, Morgenstern N R, Scott J D. Shear strength and stress−strain behaviour of Athabasca oil sand at elevated temperatures and pressures[J]. Canadian Geotechnical Journal, 1987, 24(1): 1–10.

[32] Santarelli F J. Theoretical and experimental investigation of the stability of the axisymmetric wellbore[D]. London:

University of London,1987.

[33] Zhao Lianheng,Tan Yigao,Hu Shihong,et al.Upper bound analysis of ultimate pullout capacity of shallow 3-D circular plate anchors based on nonlinear Mohr–Coulomb failure criterion[J].Journal of Central South University,2018,25(9):2272–2288.

[34] Li Liang,Shi Heyang,Zeng Zhonglin,et al.Variational analysis of bearing characteristics of the cavity under the rigid strip foundation based on the nonlinear Mohr–Coulomb failure criterion[J].Journal of Railway Science and Engineering,2018,15(12):3089–3096.[李亮,石鹤扬,曾中林,等.基于非线性Mohr–Coulomb准则的刚性条形基础下伏孔洞承载特性变分分析[J].铁道科学与工程学报,2018,15(12):3089–3096.]

[35] Murray E J,Geddes J D.Uplift of anchor plates in sand[J].Journal of Geotechnical Engineering,1987,113(3):202–215.

Pseudo-static Analysis on the Pullout Capacity of an Inclined Shallow Strip Anchor Plate Embedded in Slope Strata Under Seismic Action

WANG Hongtao[1,2], *HAO Zhenxiang*[1], *WANG Jiwei*[1*], *LIU Ping*[1,2]

(1.School of Civil Engineering, Shandong Jianzhu University, Jinan 250101, China;

2.Laboratory of Building Structural Retrofitting and Underground Space Engineering (Shandong Jianzhu University), Ministry of Education, Jinan 250101, China)

Abstract:

Objective The uplift capacity and safety stability of anchor plates are significantly influenced by factors such as terrain relief, installation methods, and seismic loads during the service phase. This study seeks to derive analytical expressions for the uplift capacity of anchor plates under seismic action, along with the corresponding soil failure curve, to address the problem of the uplift capacity of shallow-buried inclined anchor plates in sloping strata located in high-intensity seismic zones. It further aims to clarify the influence patterns of anchor plate design parameters, soil properties, and seismic forces on the uplift capacity and the extent of soil failure. The research provides theoretical references for the design and construction of strip anchor plate foundations in high-intensity seismic regions, helping to optimize anchor plate design and enhance their safety and stability under seismic loading.

Methods This study constructed a kinematically admissible velocity field that represented the failure mechanism of the soil mass above the anchor plate. Based on the plastic upper-bound theorem and the pseudo-static method, and incorporating the nonlinear Mohr−Coulomb strength criterion, analytical expressions for the seismic uplift capacity of the anchor plate and the geometry of the soil failure curve were theoretically derived. This methodology integrated the effects of seismic forces simulated via the pseudo-static approach and the nonlinear shear strength characteristics of the soil. A two-stage validation process was employed to verify the correctness and reliability of the proposed theoretical method. First, a parameter degradation analysis was conducted. The computational results of this method were compared to the existing theoretical solutions proposed by Murray et al. through simplifying specific parameters in the derived formulas. The results showed a high degree of consistency in both variation trends and numerical magnitude. Second, further validation was performed through numerical modeling. Twelve sets of numerical simulations under three different working conditions were conducted. The results obtained from these simulations demonstrated a high level of agreement with the theoretical analytical solutions derived in this study, fully confirming the correctness and reliability of the proposed theoretical method.

Conclusions Based on the results, the pullout capacity of the anchor plate is directly proportional to the embedment depth-to-width ratio, initial cohesion, soil unit weight, and ground surface load, whereas it is inversely proportional to the inclination of the anchor plate, surface inclination, nonlinear coefficient, and seismic load. The soil failure range is positively correlated with the seismic load and initial cohesion, whereas it is negatively correlated with the nonlinear coefficient, soil unit weight, ground surface load, surface indination, and the inclination of the anchor plate. This study successfully derives theoretical solutions for the seismic uplift capacity and failure mechanism of shallow-buried inclined anchor plates in sloping ground. The validity of these solutions is rigorously confirmed through comparison to existing theories and extensive numerical simulations. The research outcomes provide a valuable theoretical basis for the design and construction of strip anchor plate foundations in high-intensity seismic areas, contributing to the optimization of anchor plate design and the enhancement of seismic safety and stability.

Key words: seismic action; inclined strip anchor plate; pullout capacity; pseudo-static method; upper bound theorem; slope strata; shallow anchor plate

（编辑　李轶楠）

引用格式: Wang Hongtao,Hao Zhenxiang,Wang Jiwei,et al.Pseudo-static analysis on the pullout capacity of an inclined shallow strip anchor plate embedded in slope strata under seismic action[J].Advanced Engineering Sciences,2026,58(3):164–175.[王洪涛,郝振翔,王继伟,等.地震作用下斜坡地层浅埋条形锚板抗拔承载力拟静力分析[J].工程科学与技术,2026,58(3):164–175.]