

DOI: 10.16285/j.rsm.2023.00320

砂土中海上锚板抗拔极限状态的可靠度分析

李雨婷¹, 陈晓斌¹, 何鹏鹏^{2,3}

(1. 中南大学 土木工程学院, 湖南 长沙 410075; 2. 中南大学 邓迪国际学院, 湖南 长沙 410075; 3. 邓迪大学 科学与工程学院, 英国 邓迪)

摘 要: 为了利用深水区的的海上风力资源, 海上风电行业需要转向使用锚定系统固定在海床上的浮式风力发电机组 (floating offshore wind turbines, FOWTs)。其中, 锚定系统的设计对复杂海上条件下的浮式风力发电机组的稳定性和安全性至关重要。作为一种基于可靠度的简化设计方法, 分项安全系数法在当前的海上基础设计中仍然非常重要, 但其是否能够达到预设的目标安全水平仍有待研究。为此, 考虑了多种荷载组合情况, 对竖向荷载作用下砂土中的条形锚板的抗拔极限状态进行了可靠度分析。估算了采用分项安全系数法设计的条形锚板的破坏概率, 并与目标安全水平进行了比较。结果表明, 随着永久荷载与可变荷载比例系数的增加, 分项安全系数法设计的条形锚板的可靠度指标迅速下降, 并逐渐收敛到相对稳定的状态。此外, 在较大的永久荷载与可变荷载比例系数范围内, 分项安全系数法对海上锚板的设计都是相对保守的。从概率角度揭示了分项安全系数法的有效性, 有助于进一步分析海上锚板的可靠性。

关 键 词: 可靠度分析; 分项安全系数法; 抗拔极限状态; 海上锚板; 排水条件

中图分类号: TU475

文献标识码: A

文章编号: 1000-7598 (2023) 12-3495-06

Reliability of offshore plate anchor design in sand for uplift limit state

LI Yu-ting¹, CHEN Xiao-bin¹, HE Peng-peng^{2,3}

(1. School of Civil Engineering, Central South University, Changsha, Hunan 410075, China;

2. Dundee International Institute, Central South University, Changsha, Hunan 410075, China;

3. School of Science and Engineering, University of Dundee, Dundee, UK)

Abstract: The offshore wind industry needs to move towards floating offshore wind turbines (FOWTs) that are secured to the seabed with anchoring systems in order to harness the more substantial amounts of offshore wind resources available in deep waters. The design of the anchoring system for FOWTs is crucial to ensure stability and safety in challenging offshore conditions. As a simplified reliability-based design approach, the partial safety factor method remains important in current offshore foundation design practice, but its effectiveness in achieving the required target safety level still needs to be examined. To achieve this end, a reliability analysis is performed for the uplift limit state design of strip plate anchors embedded in sand subjected to vertical loads, and a wide range of load cases are considered in the analysis. The failure probabilities of strip plate anchors designed with the partial safety factor method are estimated and then compared to the target safety levels. The results show that the estimated reliability index decreases rapidly with the increasing of permanent to variable action ratio and gradually converges to a relatively steady state. In addition, the current partial safety factor method has been shown to be conservative for offshore plate anchor design over a wide range of permanent to variable action ratios. The results provide probabilistic insights into the effectiveness of the partial safety factor method and may aid in the further development of reliability analysis for offshore anchors.

Keywords: reliability analysis; partial safety factor method; uplift limit state; offshore plate anchors; drainage conditions

1 引 言

为了应对气候变化, 实现净零碳排放^[1], 在过

去的 20 年来, 海上风力发电机组数量已大幅增长。为了抵御恶劣的环境条件, 如海浪、海风以及海流, 固定式海上风力发电机组大多被用于水深不超过

收稿日期: 2023-07-03

录用日期: 2023-10-31

基金项目: 中国中铁股份有限公司科技研究开发计划 (No.2022-重大专项-07)。

This work was supported by the Science and Technology Research and Development Plan of China Railway Co., Ltd. (2022-Major Project-07).

第一作者简介: 李雨婷, 女, 2001 年生, 硕士研究生, 主要从事岩土工程方面的研究。E-mail: liyuting202204@163.com

通讯作者: 何鹏鹏, 男, 1992 年生, 博士, 讲师, 岩土规范编校及近海岩土工程方面的工作。E-mail: phe001@dundee.ac.uk

60 m 的位置。然而,由于成本大幅增加且安装困难,这种固定式机组在更深水域变得不太可行^[2]。因此,为了利用深水区的大量海上风力资源,海上风电行业需要转向使用锚定系统固定的浮式风力发电机组(FOWTs)。其中,锚定系统的设计对复杂海上条件下的浮式风力发电机组的稳定性和安全性至关重要^[3]。

锚板可靠度设计需要考虑各种不确定性因素,如土体参数变异性、场地现场测试、锚板安装、预测模型以及荷载相关的不确定性。相较于基于概率理论的可靠度设计方法,采用总安全系数的传统设计方法可能不足以考虑这些不确定性因素^[4]。可靠度设计方法是一种可以直接考虑各种不确定性的设计方法^[5],其能够在不同的场地条件下产生更大的经济效益和更具普适性的设计^[6-7]。最近,越来越多的学者也开始对海上基础进行可靠度分析^[8-10]。分项安全系数法可以视作是一种简化的可靠度设计方法,是传统的总安全系数法和可靠度设计方法的折中。该方法可以分别考虑抗力和荷载的不确定性,同时保留了设计计算的简单性。因此,分项安全系数法在当前的海上基础设计中仍然非常重要^[11],但其是否能够达到预设的目标安全水平仍有待研究。

本文考虑了多种荷载组合情况,对竖向荷载作用下的砂土中的条形板锚的抗拔极限状态进行了可靠度分析,并研究了采用分项安全系数法设计的锚板能否达到预设的目标安全水平。研究结果从概率角度揭示了分项安全系数法的有效性,有助于进一步分析海上锚板的可靠性。

2 条形锚板抗拔阻力

White 等^[12]通过假设破坏面两侧的倾斜角度等于膨胀角 ψ ,获得了条板锚板的极限平衡解。单位长度的峰值抗拔阻力 R_u 的计算公式为

$$\frac{R_u}{\gamma'HB} = N_\gamma = 1 + F_u \frac{H}{B} \quad (1)$$

式中: N_γ 为无量纲抗拔系数; γ' 为土体有效重度; H 为锚板埋置深度; B 为锚板宽度; F_u 为抗拔系数:

$$F_u = \tan \psi_p + (\tan \varphi_p - \tan \psi_p) \left(\frac{1+K_0}{2} - \frac{1-K_0}{2} \cos(2\psi_p) \right) \quad (2)$$

式中: φ_p 为砂土峰值摩擦角; ψ_p 为砂土峰值膨胀角; K_0 为静止侧向土压力系数,可用 $K_0 = 1 - \sin \varphi_{cs}$ 计算,其中 φ_{cs} 为砂土临界状态摩擦角。

White 等^[12]进一步应用 Bolton^[13]提出的应力-膨胀关系(式(3)),将峰值抗拔阻力转换为土体相对密度 I_D 和 φ_{cs} 的函数。

$$\left. \begin{aligned} \varphi_p - \varphi_{cs} &= k\psi_p \\ \varphi_p - \varphi_{cs} &= mI_R \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中: I_R 为相对膨胀指数,是土体相对密度 I_D 、颗粒破碎强度 σ'_c 和平均有效强度 p' 的函数, $I_R = I_D \ln(\sigma'_c/p') - 1$ 。其中,参数 k 和 m 在平面应变条件下分别取 0.8 和 5。

整理式(1)~(3)可消除 ψ_p ,峰值抗拔阻力则可改写成 I_D 或 φ_p 的函数。由于 φ_p 的变化范围已被广泛研究,其可信度高于 I_D ,因此本文将峰值抗拔阻力表示为 φ_p 的函数,其抗拔系数为

$$F_u = \tan \frac{\varphi_p - \varphi_{cs}}{k} + \left(\tan \varphi_p - \tan \frac{\varphi_p - \varphi_{cs}}{k} \right) \left[\frac{1+K_0}{2} - \frac{1-K_0}{2} \cos \frac{2(\varphi_p - \varphi_{cs})}{k} \right] \quad (4)$$

考虑到 K_0 是 φ_{cs} 的函数, $K_0 = 1 - \sin \varphi_{cs}$,其中, φ_{cs} 是土体的基本特性,主要取决于土体的矿物颗粒及形状。根据试验测定,石英和长石的临界状态摩擦角分别约为 33° 和 40° ,误差在 1° 以内^[13]。因此, φ_{cs} 可视为确定性参数,而峰值摩擦角 φ_p 将在下一节讨论。

3 土体参数与荷载的特征值

结合式(1)和式(4)可知,砂土中条形锚板的峰值抗拔阻力主要由土体峰值摩擦角 φ_p 和土体有效重度 γ' 决定,其特征值可用这两个随机变量的均值和标准差表示。由于 γ' 非负,其可假定为对数正态分布,均值为 $\mu_{\gamma'}$,标准差为 $\sigma_{\gamma'}$ ^[14]。文献[15]建议岩土参数特征值取其“平均值的谨慎估计”,并进一步指出,在选择岩土参数特征值时应确保岩土设计所考虑的极限状态至少有 95%的置信度。但是对于设计而言,这一建议相当模糊。当材料参数取较小值不利于设计时,文献[16]建议采用其分布的 5%的分位数作为特性值。根据该建议,本文锚板设计所用的土体有效重度的特征值 $\hat{\gamma}'$ 为其对数正态分布的 5%的分位数:

$$\hat{\gamma}' = \exp[\mu_{\ln \gamma'}(1 - 1.645v_{\ln \gamma'})] \quad (5)$$

式中: $\mu_{\ln \gamma'}$ 和 $v_{\ln \gamma'} = \sigma_{\ln \gamma'} / \mu_{\ln \gamma'}$ 分别是正态分布变量 $\ln \gamma'$ 对应的均值和变异系数,而 $\sigma_{\ln \gamma'}$ 为标准差。对数正态分布的 γ' 可通过以下关系转换为其对应的

正态分布形式:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{\ln \gamma'}^2 &= \ln(1 + v_{\gamma'}^2) \\ \mu_{\ln \gamma'} &= \ln \mu_{\gamma'} - \frac{1}{2} \sigma_{\ln \gamma'}^2 \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

式中: $v_{\gamma'} = \sigma_{\gamma'} / \mu_{\gamma'}$, 是 γ' 的变异系数。

Fenton^[17]和 He^[18]等建议峰值摩擦角 φ_p 假定为 $\tanh$ 分布, 其与正态分布的关系如下^[19]:

$$\varphi_p = \varphi_{p,\min} + \frac{1}{2}(\varphi_{p,\max} - \varphi_{p,\min}) \left[1 + \tanh\left(\frac{sG_\varphi}{2\pi}\right) \right] \quad (7)$$

式中: G_φ 为标准正态分布; $\varphi_{p,\min}$ 和 $\varphi_{p,\max}$ 分别为峰值摩擦角的最小值和最大值; s 为比例系数, 用于调节 φ_p 在最大最小值之间的变化^[19]。该分布关于均值 $\mu_{\varphi_p} = (\varphi_{p,\max} - \varphi_{p,\min}) / 2$ 对称。假设 φ_p 的范围是 $30^\circ \sim 50^\circ$ ^[20], 则 $\mu_{\varphi_p} = 40^\circ$ 。假设 $s = 2.5$, 可得到标准差 $\sigma_{\varphi_p} \approx 3.4^\circ$ 的有界钟形分布, 其变异系数 $v_{\varphi_p} \approx 3.4^\circ / 40^\circ = 0.09$, 符合 Lee 等^[21]以及 Phoon 等^[22]建议的范围。

类比 γ' , 峰值摩擦角的特征值 $\hat{\varphi}_p$ 取 $\tanh$ 分布的 5% 的分位数, 即 $F(\varphi_p) = 0.05$, 其中, $F(\varphi_p)$ 为 φ_p 的累积分布函数, 可根据式 (7) 从其概率密度函数获得。一般而言, φ_p 和 γ' 的正相关性会降低估算的破坏概率^[23], 本文则保守地假定 φ_p 和 γ' 是独立的。

DNV^[11]规定海上锚板设计需要考虑两类载荷: 由预拉伸和平均环境荷载影响而产生的平均线张力 F_T , 以及由低频振荡和波频效应而产生的线张力动态增量 F_D , 如图 1 所示。在本文中, F_T 和 F_D 由两个独立的符合对数正态分布的随机变量表示, 其均值分别为 μ_{F_T} 和 μ_{F_D} , 标准差分别为 σ_{F_T} 和 σ_{F_D} 。

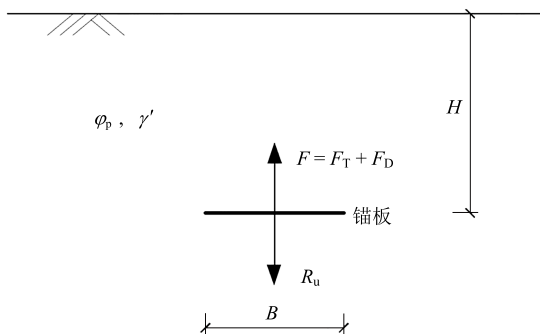


图 1 竖向荷载作用下的砂土中条形锚板示意图

Fig.1 Schematic diagram of strip plate anchor in sand under vertical uplift loads

文献[16]建议预应力应归为永久荷载, 其特征值取其统计分布的 95% 的分位数。因此, F_T 视为永久荷载, 其特征值 $\hat{F}_T$ 为

$$\hat{F}_T = \exp[\mu_{\ln F_T} (1 + 1.645 v_{\ln F_T})] \quad (8)$$

式中: $\mu_{\ln F_T}$ 和 $v_{\ln F_T}$ 分别为正态分布变量 $\ln F_T$ 的均值和变异系数, 可使用与 F_T 对应的式 (6) 计算。

同样, 线张力动态增量 F_D 的特征值 $\hat{F}_D$ 采用与 $\hat{F}_T$ 相同的方法估算, 即

$$\hat{F}_D = \exp[\mu_{\ln F_D} (1 + 1.645 v_{\ln F_D})] \quad (9)$$

式中: $\mu_{\ln F_D}$ 和 $v_{\ln F_D}$ 分别为正态分布变量 $\ln F_D$ 的均值和变异系数, 可使用与 F_D 对应的式 (6) 计算。

4 锚板设计

分项安全系数法的抗拔极限状态设计准则为

$$\hat{R}_u \left(\tan^{-1} \left(\frac{\tan \hat{\varphi}_p}{\gamma_\varphi} \right), \frac{\hat{\gamma}'}{\gamma_\gamma} \right) \geq \sum \gamma_{F_i} \hat{F}_i \quad (10)$$

式中: $\hat{R}_u$ 为锚板抗拔阻力的特征值, 是 $\hat{\varphi}_p$ 和 $\hat{\gamma}'$ 的函数; γ_φ 和 γ_γ 分别为 $\tan \hat{\varphi}_p$ 和 $\hat{\gamma}'$ 的分项系数; $\hat{F}_i$ 为第 i 个特征荷载; γ_{F_i} 为 $\hat{F}_i$ 的分项系数。需要注意的是, γ_φ 对应于 $\tan \hat{\varphi}_p$ 而不是文献[15]中规定的 $\hat{\varphi}_p$ 。因此, 峰值摩擦角的等效特征值为 $\tan^{-1}(\tan \hat{\varphi}_p / \gamma_\varphi)$ 。

由于海上锚板设计的荷载只考虑 F_T 和 F_D , 式 (10) 则可写成:

$$\hat{R}_u \left(\tan^{-1} \left(\frac{\tan \hat{\varphi}_p}{\gamma_\varphi} \right), \frac{\hat{\gamma}'}{\gamma_\gamma} \right) \geq \gamma_T \hat{F}_T + \gamma_D \hat{F}_D \quad (11)$$

式中: γ_T 和 γ_D 分别是与 $\hat{F}_T$ 和 $\hat{F}_D$ 的分项系数。

如前文所述, $\hat{R}_u$ 可用式 (1) 和式 (4) 估算, 其中, φ_p 、 γ' 以及 H 分别用 $\tan^{-1}(\tan \hat{\varphi}_p / \gamma_\varphi)$ 、 $\hat{\gamma}' / \gamma_\gamma$ 和 $\hat{H}$ 代替。 $\hat{H}$ 为条形锚板的设计埋置深度。

锚板设计的目的是估算出满足式 (11) 的锚板埋置深度 $\hat{H}$ 。将式 (1) 和式 (4) 代入式 (11):

$$\left(1 + \hat{F}_u \frac{\hat{H}}{B} \right) \left(\frac{\hat{\gamma}'}{\gamma_\gamma} \frac{\hat{H} B}{B} \right) = \gamma_T \hat{F}_T + \gamma_D \hat{F}_D \quad (12)$$

在式 (12) 中, $\hat{F}_u$ 是 $\tan^{-1}(\tan \hat{\varphi}_p / \gamma_\varphi)$ 的函数 (见式 (4))。条形锚板的宽度 B 假定为确定值。从第 3 节获得土体参数和荷载的特征值后, 就可以通过求解式 (12) 来估算所需的锚板埋置深度 $\hat{H}$ (见图 2)。

5 破坏概率评估

设计锚板的破坏概率 p_f 定义为实际总荷载超过设计锚板的实际抗拔阻力的概率 P :

$$p_f = P[\bar{R}_u < F] \leq p_m \quad (13)$$

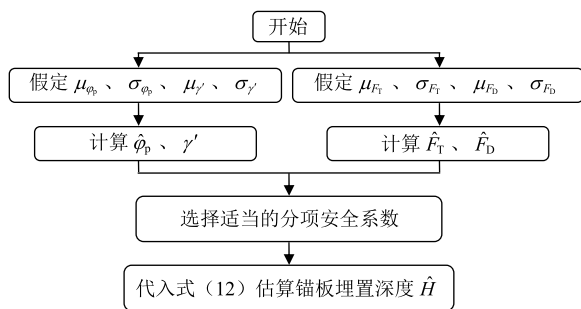


图2 锚板设计详细流程图

Fig.2 Flowchart for plate anchor design

式中： $\bar{R}_u$ 为根据设计埋置深度 $\hat{H}$ 估算的实际（随机）锚板抗拔阻力； F 为实际总竖向荷载，即 $F = F_T + F_D$ ，其中 F_T 和 F_D 分别为实际平均线张力和实际线张力动态增量； p_m 为可接受的目标最大破坏概率。

实际抗拔阻力 $\bar{R}_u$ 由式（1）估算，这也说明破坏概率只考虑了土体参数的不确定性，而忽略了与岩土预测模型相关的不确定性。类比式（1）， $\bar{R}_u$ 为

$$\bar{R}_u = \left(1 + F_u \frac{\hat{H}}{B}\right) \gamma' \hat{H} B \quad (14)$$

式中： F_u 可用式（4）计算。需要注意的是，与使用（确定性的）特征值 $\hat{\phi}_p$ 、 $\hat{\gamma}'$ 估算的 $\hat{R}_u$ 相比，式（14）中的 $\bar{R}_u$ 是根据随机变量 ϕ_p 和 γ' 估算的。

在求解式（12）估算所需的锚板埋置深度 $\hat{H}$ 后，通过以下步骤进行蒙特卡洛模拟（如图3所示）估算破坏概率 p_f ：

（1）根据设定的均值和标准差，模拟土体参数随机变量（ ϕ_p 、 γ' ），利用式（14）估算设计锚板的实际抗拔阻力 $\bar{R}_u$ ；

（2）模拟实际荷载（ F_T 、 F_D ），并计算实际总竖向荷载， $F = F_T + F_D$ ；

（3）判断设计锚板是否破坏（ $\bar{R}_u < F$ ），如果破坏，则更新破坏次数： $n_{\text{fail}} = n_{\text{fail}} + 1$ 。

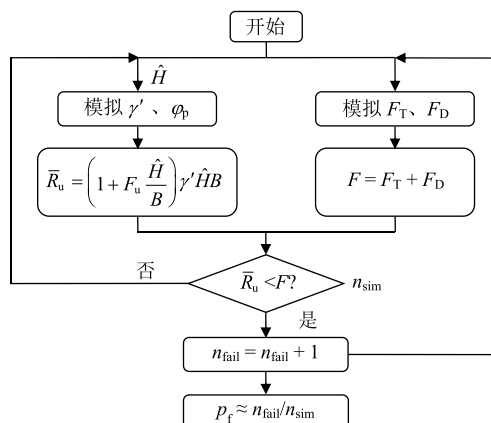


图3 蒙特卡洛过程

Fig.3 Monte Carlo procedures

重复上述步骤 n_{sim} 次，设计锚板的破坏概率可近似为 $p_f \approx n_{\text{fail}}/n_{\text{sim}}$ ，对应的可靠度指标 β 为

$$\beta = \Phi^{-1}(1 - p_f) \quad (15)$$

式中： Φ 为标准正态分布的累积分布函数。

6 结果与讨论

6.1 算例分析

如第3节所述，土体峰值摩擦角 ϕ_p 遵循 $\tanh$ 分布，介于 $30^\circ \sim 50^\circ$ 之间，均值为 $\mu_{\phi_p} = 40^\circ$ ，变异系数为 $v_{\phi_p} = 0.09$ 。假设有效重度 γ' 的均值为 $\mu_{\gamma'} = 8 \text{ kN/m}^3$ ，变异系数为 $v_{\gamma'} = 0.1$ ，这符合 Lee 等^[21]和 Lumb^[24]建议的范围。由式（5）和式（6）可计算有效重度的特征值为 $\hat{\gamma}' = 6.76 \text{ kN/m}^3$ 。此外，锚板宽度假设为 $B = 6 \text{ m}$ 。峰值摩擦角的特征值取式（7）所示的 $\tanh$ 分布的 5% 分位数，即 $\hat{\phi}_p = 34.25^\circ$ 。如前文所述，临界状态摩擦角 ϕ_{cs} 为确定性的，取 ϕ_p 的下限，即 $\phi_{cs} = 30^\circ$ 。

假定平均线张力 F_T 的均值为 $\mu_{F_T} = 500 \text{ kN/m}$ 。线张力动态增量 F_D 的均值按 μ_{F_T} 的一定比例计算，即 $\mu_{F_D} = R_{D/T} \mu_{F_T}$ ，其中 $R_{D/T}$ 是 μ_{F_D} 与 μ_{F_T} 的比值。在本算例中， $R_{D/T}$ 考虑范围为 $0.2 \sim 3.0$ 。Meyerhof^[25]认为陆上和海上基础的荷载效应的变异系数范围不同，永久荷载的变异系数范围为 $0.05 \sim 0.15$ ，环境荷载的变异系数范围为 $0.3 \sim 0.5$ 。此外，海上荷载通常具有较大的不确定性^[26]，因此海上荷载的变异系数一般较高。根据前文所述， F_T 被视为文献[16]建议的永久荷载，而 F_D 预计变化较大，因此被视为可变荷载。 F_T 和 F_D 的变异系数分别取上述建议范围的上限，即 $v_{F_T} = 0.15$ 、 $v_{F_D} = 0.5$ 。

DNV^[11]针对海上锚板的抗拔极限状态设计规定了两套分项安全系数，分别对应两种失效影响等级，同时还规定了相应的年目标破坏概率 p_m ，如表1所示。由于 DNV^[11]没有考虑排水条件和土体重度，表1中所示的土体有效重度和峰值摩擦角的分项安全系数由文献[15]提供。在本文中，对于抗拔极限状态设计，两种失效影响等级之间只有荷载的分项安全系数不同，土体参数的分项安全系数保持不变。

表1 锚板抗拔极限状态设计的安全系数与目标破坏概率

Table 1 Partial safety factors and target failure probabilities for uplift limit state design of plate anchor

等级	γ_ϕ	γ_γ	γ_T	γ_D	p_m
1	1.25	1.0	1.1	1.5	10^{-4}
2	1.25	1.0	1.4	2.1	10^{-5}

本文采用 $n_{\text{sim}} = 1 \times 10^8$ 次蒙特卡洛抽样, 可以估算的最小失效概率约为 $10/n_{\text{sim}} = 1 \times 10^{-7}$, 所估算失

效概率的标准差约为 $\sqrt{p_f / n_{\text{sim}}} = \sqrt{10^{-7} / 10^8} = 3.16 \times 10^{-8}$ 。表 2 汇总了上述的输入参数。

表 2 估算锚板破坏概率的输入参数

Table 2 Input parameters for estimation of plate anchor failure probability

$\mu_{\phi_b} / (^\circ)$	$\sigma_{\phi_b} / (^\circ)$	$\phi_{p,\min} / (^\circ)$	$\phi_{p,\max} / (^\circ)$	s	$\phi_{cs} / (^\circ)$	$\mu_{\gamma'} / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	$\sigma_{\gamma'} / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-3})$	$\mu_{F_T} / (\text{kN} \cdot \text{m}^{-1})$	ν_{F_T}	ν_{F_D}	$R_{D/T}$	n_{sim}
40	3.4	30	50	2.5	30	8	0.8	500	0.15	0.50	0.2~3.0	100 000 000

6.2 结果

图 4 展示了在两种失效影响等级下, 采用分项安全系数法设计的条形锚板在抗拔极限状态下估算的可靠度指标与比例系数 $R_{D/T}$ 的关系。从图中可以看出, 随着 $R_{D/T}$ 的增大, 估算的可靠度指标迅速下降, 并逐渐收敛到相对稳定的状态。更具体地说, 失效影响等级 1 的可靠度达到了 $\beta = 3.9$, 失效影响等级 2 的可靠度达到了 $\beta = 4.6$ 。其主要原因是增大 $R_{D/T}$ 会使变异性更大的 F_D 在 β 的估算中占比更大, 从而降低估算的可靠度指标。

图 4 同时对比分析了 DNV^[11]建议的两种目标破坏概率 (失效影响等级 1, $p_m = 10^{-4} \rightarrow \beta_m = 3.74$; 失效影响等级 2, $p_m = 10^{-5} \rightarrow \beta_m = 4.26$)。结果表明, 在较大范围的 $R_{D/T}$, 特别是对于较低的 $R_{D/T}$, 分项安全系数法对海上锚板的设计都是偏保守的。需要注意的是, 设计过程中和估算破坏概率中的锚板抗拔阻力的计算采用了相同的预测模型, 这意味着本算例忽略了与岩土预测模型相关的不确定性。如前文所述, 本算例同时相对保守地取了 F_T 和 F_D 的变异系数范围的上限。这些保守和不保守的因素通常会在一定程度上相互抵消。

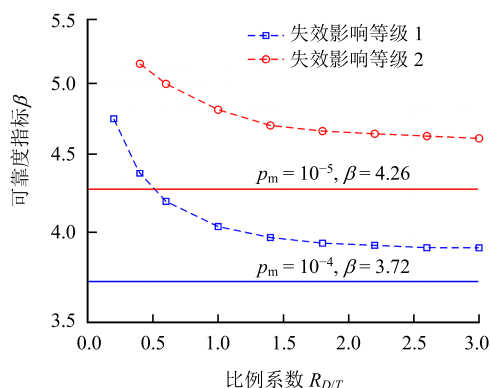


图 4 抗拔极限状态下设计条形锚板的可靠度指标

Fig.4 Reliability index of designed strip plate anchors for uplift limit state

7 结 论

本文对竖向荷载作用下砂土中的条形锚板的抗拔极限状态进行了可靠度分析。本文首先采用分

项安全系数法计算所需的锚板埋置深度, 然后利用蒙特卡洛模拟估算设计锚板的破坏概率。另外, 本文考虑了两种失效影响等级, 其分别对应两组不同的分项安全系数和目标破坏概率。本文还采用了较大范围的 $R_{D/T}$ 研究其对估算破坏概率的影响。

结果表明, 当 $R_{D/T} < 1.5$ 时, 随着 $R_{D/T}$ 的增大, 估算的可靠度指标迅速下降, 并逐渐收敛到相对稳定的状态。这是因为随着 $R_{D/T}$ 的增大, 变异性更大的 F_D 比 F_T 对估算可靠度指标的影响更大。通过与 DNV^[11]建议的目标破坏概率对比, 在较大范围的 $R_{D/T}$, 特别是对于较低的 $R_{D/T}$, 分项安全系数法对海上锚板的设计都是偏保守的。需要注意的是, 由于多种因素的影响, 本文估算的可靠度指标可能会偏于保守。一方面, 本文选取了 F_T 和 F_D 的变异系数上限。此外, 本文还忽略了 ϕ_b 和 γ' 的正相关性, 这可能会高估所估算的破坏概率^[23]。另一方面, 本文未考虑与抗拔阻力预测模型相关的不确定性, 偏于不保守。因此, 需要进一步研究在考虑所有这些保守和不保守因素时, 分项安全系数法是否仍然偏于保守。同时, 在实际工程应用中, $R_{D/T}$ 的精确估算对于确定所需的分项安全系数至关重要。

总之, 这些保守和不保守的因素在一定程度上会相互抵消, 本文的结果可以认为是相对准确的, 并可以为海上风力发电机组的锚板设计的可靠性提供概率角度上的指导。

参 考 文 献

- [1] CLIMATE CHANGE COMMITTEE. The sixth carbon budget: the UK's path to net zero[R]. London: Climate Change Committee, 2020.
- [2] BUTTERFIELD S, MUSIAL W, JONKMAN J, et al. Engineering challenges for floating offshore wind turbines[R]. Golden, CO: National Renewable Energy Lab, 2007.
- [3] 朱鸿鹄, 高宇新, 李元海, 等. 土工格栅加筋砂土中水平锚板抗拔特性试验研究[J]. 岩土力学, 2022, 43(5): 1207-1214.

ZHU Hong-hu, GAO Yu-xin, LI Yuan-hai, et al. Experimental study of pullout behavior of horizontal anchor plates in

- geogrid reinforced sand[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2022, 43(5): 1207-1214.
- [4] 姚云琦, 曾润强, 马建花, 等. 考虑优势流作用的降雨入渗边坡可靠度分析[J]. **岩土力学**, 2022, 43(8): 2305-2316.
- YAO Yun-qi, ZENG Run-qiang, MA Jian-hua, et al. Reliability analysis of slope under rainfall infiltration considering preferential flow model[J]. **Rock and Soil Mechanics**, 2022, 43(8): 2305-2316.
- [5] LACASSE S, NADIM F. Probabilistic geotechnical analyses for offshore facilities[J]. **Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards**, 2007, 1(1): 21-42.
- [6] PHOON K K, CHING J, CHEN J. Performance of reliability-based design code formats for foundations in layered soils[J]. **Computers & Structures**, 2013, 126: 100-106.
- [7] HE P, FENTON G A, GRIFFITHS D V. Load and resistance factor design versus reliability-based design of shallow foundations[J]. **Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards**, 2023, 17(2): 277-286.
- [8] CAI Y, BRANSBY M F, GAUDIN C, et al. Accounting for soil spatial variability in plate anchor design[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2022, 148(2): 04021178.
- [9] REMMERS J, REALE C, PISANÒ F, et al. Geotechnical installation design of suction buckets in non-cohesive soils: A reliability-based approach[J]. **Ocean Engineering**, 2019, 188: 106242.
- [10] YI J, HUANG L, LI D, et al. A large-deformation random finite-element study: failure mechanism and bearing capacity of spudcan in a spatially varying clayey seabed[J]. **Géotechnique**, 2020, 70(5): 392-405.
- [11] DET NORSKE VERITAS (DNV). DNV-RP-E302 Recommended practices: design and installation of plate anchors in clay[S]. Oslo: DNV, 2021.
- [12] WHITE D J, CHEUK C Y, BOLTON M D. The uplift resistance of pipes and plate anchors buried in sand[J]. **Géotechnique**, 2008, 58(10): 771-779.
- [13] BOLTON M D. The strength and dilatancy of sands[J]. **Géotechnique**, 1986, 36(1): 65-78.
- [14] HE P, FENTON G A, GRIFFITHS D V. Calibration of resistance factors for gravity retaining walls[J]. **Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards**, 2023, 17(3): 586-594.
- [15] European Committee for Standardization. EN 1997-1: 2004 Eurocode 7: geotechnical design – part 1: general rules[S]. Brussels: CEN, 2004.
- [16] European Committee for Standardization. BS EN 1990: 2002 Eurocode– Basis of Structural Design[S]. Brussels: CEN, 2002.
- [17] FENTON G A, GRIFFITHS D V, ZHANG X. Load and resistance factor design of shallow foundations against bearing failure[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2008, 45(11): 1556-1571.
- [18] HE P, FENTON G A, GRIFFITHS D V. Calibration of resistance factors for bearing resistance design of shallow foundations under seismic and wind loading[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2022, 59(7): 1243-1253.
- [19] FENTON G A, GRIFFITHS D V. Risk assessment in geo- technical engineering[M]. New York: John Wiley & Sons, 2008.
- [20] ANDERSEN K H, SCHJETNE K. Database of friction angles of sand and consolidation characteristics of sand, silt, and clay[J]. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 2013, 139(7): 1140-1155.
- [21] LEE I K, WHITE W, INGLES O G. Geotechnical engineering[M]. London: Pitman, 1983.
- [22] PHOON K K, KULHAWY F H. Characterization of geotechnical variability[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 1999, 36(4): 612-624.
- [23] JAVANKHOSHEL S, BATHURST R J. Influence of cross correlation between soil parameters on probability of failure of simple cohesive and $c-\phi$ slopes[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 2016, 53(5): 839-853.
- [24] LUMB P. Application of statistics in soil mechanics[C]// Soil Mechanics: New Horizons. London: Newnes-Butterworth, 1974.
- [25] MEYERHOF G G. Development of geotechnical limit state design[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 1995, 32(1): 128-136.
- [26] BECKER D E. Eighteenth Canadian geotechnical colloquium: Limit states design for foundations. Part II. Development for the national building code of Canada[J]. **Canadian Geotechnical Journal**, 1996, 33(6): 984-1007.