



# 基于 Monte-Carlo 方法的海堤结构可靠度分析

李瀛<sup>1</sup>, 鲁官平<sup>2</sup>, 雷雪婷<sup>1</sup>

(1. 长江航道规划设计研究院, 湖北 武汉 430040; 2. 中交上海航道勘察设计研究院有限公司, 上海 200120)

**摘要:** 为解决海堤结构安全的随机不确定性问题, 基于 Monte-Carlo 方法的结构可靠度分析理论, 重点分析波浪、潮位和风等影响因素对海堤结构的作用, 并针对我国海堤结构的特点, 建立多种失效模式下海堤结构安全分析的功能函数和分析方法。通过建立的多种失效模式对典型海堤结构进行可靠性分析, 得到海堤结构多种破坏形式下的失效概率, 进而对主要影响因素的敏感性与失效概率的关系进行分析。结果表明, 该方法可应用于已建海堤工程安全评估, 对新建或拟建海堤进行安全设计。

**关键词:** Monte-Carlo 方法; 海堤结构; 可靠度分析

中图分类号: U 656.2

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2021)08-0067-07

## Reliability analysis of seawall structure based on Monte-Carlo method

LI Ying<sup>1</sup>, LU Guan-ping<sup>2</sup>, LEI Xue-ting<sup>1</sup>

(1. Changjiang Waterway Planning Design and Research Institute, Wuhan 430040, China;

2. Shanghai Waterway Engineering Design and Consulting Co., Ltd., Shanghai 200120, China)

**Abstract:** To solve the problem of stochastic uncertainty problem of seawall structure safety, we analyze the influence factors such as wave, tide, and wind on the role of the seawall structure based on the Monte-Carlo method of structural reliability analysis theory, and establish the safety of the seawall structure under multiple failure modes analysis of functions and the analysis method according to the characteristics of the seawall structure in our country. Based on the reliability analysis of a typical seawall structure with the established multiple failure modes, we obtain the failure probability of seawall structure under various failure modes and analyze the relationship between the sensitivity of main influencing factors and failure probability. The results show that the method can be applied to the safety assessment of the existing seawall and the safety design of the newly built or planned seawall.

**Keywords:** Monte-Carlo method; seawall structure; reliability analysis

海堤工程作为传统的抵御海洋灾害, 尤其是台风暴雨灾害的重要措施, 是沿海地区人民的生命线, 其安全性必须得到充分保障。但因其常遭受海潮、巨浪、狂风及暴雨等极端水文环境作用, 造成海堤结构安全存在较大失效风险。目前海堤结构安全分析多采用安全系数法, 通过相关规范和经验确定主要影响因子的取值, 并计算确定结构的安全系数。海堤常发生溢流失稳、越浪量过大失稳、护面块体失稳、堤脚失稳、管涌失稳及前坡整体失稳

等多种失效模式的串联、并联或混联情况, 采用安全系数法往往不能反映出各荷载随机变化对结构安全的影响<sup>[1]</sup>。可靠度方法作为基于概率论和数理统计理论的结构安全分析法, 其计算过程中充分考虑了影响因素的随机性变化。Freudenthal<sup>[2]</sup>提出的“结构安全度”奠定结构可靠度分析的理论基础。Cornell<sup>[3]</sup>提出了可靠指标  $\beta$  的概念, 并将其作为衡量结构可靠性的统一标准。针对随机变量有时不服从正态分布的情况, Rackwitz 等<sup>[4]</sup>提出对非正态分

布随机变量“当量正态化”的方法。对于大型复杂结构, 通常响应与荷载之间的关系不能再用一个显式表达, 从而造成迭代求解可靠指标的困难。佟晓利等<sup>[5]</sup>提出与结构可靠度几何法相结合的响应面法, 并给出新的计算迭代格式。对于实际中随机变量之间存在相关性的情况可通过 Rosenblatt 变换、正交变换、Nataf 变换等方法将相关变量转化为非相关变量, 但是大量矩阵计算方法增加计算的难度。Ronold<sup>[6]</sup>考虑了环境和地形影响因素, 采用二阶矩法对高潮位风暴潮作用下的典型海堤因越浪量过大引起的失效概率进行计算, 并就随机变量对海堤安全的敏感性进行分析。王卫标<sup>[7]</sup>以钱塘江下沙海塘及其保护区为研究对象, 对钱塘江海塘出现的历史险情、破堤原因、破口宽度和溢流堰顶高程、钱塘江水位持续抬升的原因、变异点发生的时间、海塘洪水越顶安全性、海塘整体稳定安全性、海塘渗透稳定安全性、海塘破堤后洪泛区灾情等方面进行研究与探讨。刘清君等<sup>[8]</sup>对可靠度在海堤结构工程中的应用进行回顾, 总结我国海堤主要的失效模式。随着计算机技术的发展, 为弥补矩法的不足之处, 人们又提出了结构可靠度分析的数值模拟方法“Monte-Carlo 法”, 丰富了可靠度理论计算方法<sup>[9]</sup>。范可旭等<sup>[10]</sup>利用瑞典圆弧滑动法自动搜索最大可能滑动面, 采用 Monte-Carlo 法对长江中游典型防洪堤防在各频率水位下整体稳定可靠性及失稳风险进行分析。

我国海堤线比较漫长, 每年都会出现海堤失效现象, 失效形式多种多样, 以上研究成果对我国海堤结构安全的分析仍不够全面, 对海堤结构的安全分析主要集中在少数的两三种失效模式上, 对其他失效模式的研究过少。因此本文基于 Monte-Carlo 法, 根据我国海堤结构的特点, 重点考虑波浪、台风暴潮等对海堤结构的作用, 建立多种失效模式下的更全面、直观的海堤结构安全评价指标。

## 1 Monte-Carlo 法

采用 Monte-Carlo 法计算结构可靠度首先需要

通过随机抽样产生足够多的随机样本。随机抽样包括以下内容: 1) 采用数学方法产生足够多的相互独立的均匀伪随机数序列。2) 根据获得的伪随机数序列产生满足分布类型要求的随机变量子样, 其方法包括直接抽样法、反变换抽样法和舍选抽样法等。

Monte-Carlo 直接抽样法的指导思想是首先根据随机变量分布类型进行随机变量抽样产生大量(假设  $N$  个)的简单子样, 然后将每组简单子样值代入结构功能函数, 判断结构失效与否, 并统计出失效次数( $n_f$  次); 根据大数定律可知, 结构失效频率是失效概率的无偏估计, 即:

$$\hat{P}_f = \frac{n_f}{N} \quad (1)$$

设结构功能函数:

$$Z = g(X) \quad (2)$$

则结构的失效概率可表示为:

$$P_f = P[g(X) < 0] = \int_{\Omega_f} f_x(x) dx \quad (3)$$

式中:  $\Omega_f$  为失效区域;  $f_x(x)$  为随机变量的联合概率密度函数。对式(3)引入示性函数  $I(x)$ , 得:

$$P_f = \int_{-\infty}^{+\infty} I[g(x)] f(x) dx = E\{I[g(x)]\} \quad (4)$$

式中:  $E$  为期望, 即求平均值。

采用 Monte-Carlo 直接抽样法, 式(4)可写为:

$$\hat{P}_f = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N I[g(\hat{X}_i)] \quad (5)$$

## 2 海堤结构失效模式建立

### 2.1 越浪量过大引起的海堤失效

堤顶越浪下的结构功能函数是表征海堤在越浪情况下工作状态的函数, 根据实际越浪量与允许越浪量的关系, 建立功能函数:

$$Z = Q_R - Q_S \quad (6)$$

式中:  $Q_R$  为允许越浪量;  $Q_S$  为实际越浪量。

由式(6)可知, 当  $Z < 0$  时, 即实际越浪量大于允许越浪量时, 此段海堤被认为因越浪量过大失效。考虑到我国海堤工程实际情况, 采用我国《海港水文规范》<sup>[11]</sup>推荐的越浪量计算方法进一步建立

无风条件下堤顶无、有防浪墙时的极限状态函数:

$$Z = \begin{cases} Q_R - AK_A \frac{H_s^2}{T_p} \left( \frac{R_c}{H_s} \right)^{-1.7} \left[ \frac{1.5}{\sqrt{m}} + \text{th} \left( \frac{d}{H_s} \right)^2 \right] \ln \sqrt{\frac{g T_p^2}{2 \pi H_s}} & \text{无防浪墙} \\ Q_R - 0.07^{H_e/H_s} \exp \left( 0.5 - \frac{b_1}{2H_s} \right) BK_A \frac{H_s^2}{T_p} \left[ \frac{0.3}{\sqrt{m}} + \text{th} \left( \frac{d}{H_s} - 2.8 \right)^2 \right] \ln \sqrt{\frac{g T_p^2 m}{2 \pi H_s}} & \text{有防浪墙} \end{cases} \quad (7)$$

式中:  $Q_R$  为单位时间、单位宽度的堤顶越浪量;  $K_A$  为护面结构影响系数, 与护面结构形式有关;  $H_s$  为海堤堤角处入射波浪的有效波高;  $T_p$  为海堤堤脚处入射波浪的谱峰周期;  $R_c$  为静水位至堤顶的垂直高度;  $H_e$  为静水位至防浪墙顶的垂直高度;  $m$  为海堤前坡坡比;  $d$  为海堤堤脚处水深;  $b_1$  为坡肩宽度;  $A, B$  为与  $m$  有关的经验系数。

## 2.2 护面块体或护面层失效

根据护面块体实际质量或护面层实际厚度与理论安全质量或安全厚度的关系, 建立护面块体或护面层的功能函数:

$$Z = W_R - W_s \quad (8)$$

式中:  $W_R$  为护面块体实际质量或护面层实际厚度;  $W_s$  为护面块体理论安全质量或护面层理论安全厚度。

如前所述, 有关海堤护面块体或护面层安全性分析计算方法较多, 考虑到我国海堤的实际情况, 本文在建立具体的护面块体或护面层功能函数时拟采用《海港水文规范》规定的方法, 选取波浪要素为随机变量, 其长期分布类型确定宜以与实测资料拟合最佳为原则, 采用 Monte-Carlo 直接抽样法计算失效概率, 还可对主要影响因子进行敏感性分析, 具体计算过程此处不再赘述。

## 2.3 堤脚局部冲刷失效

海堤堤前泥沙在波浪作用下的冲淤变化涉及因素较为复杂。根据堤前允许冲刷深度与最大冲刷深度之间的关系, 建立表征堤前冲刷状态的功能函数:

$$Z = Z_R - Z_{mf} \quad (9)$$

式中:  $Z_R$  为堤脚允许冲刷深度;  $Z_{mf}$  为堤脚最大冲

刷深度。

对于斜坡堤, 当堤前冲刷形态为相对粗砂型时, 靠近堤脚附近一般发生淤积, 这对堤脚的稳定是有利的, 因此本文不再具体建立此类冲刷状态下的功能函数。当堤前冲刷形态为相对细砂型或过渡型时, 堤脚附近一般发生冲刷, 对海堤的安全较为不利, 此时的功能函数可表示为<sup>[12]</sup>:

$$Z = Z_R - \frac{0.2 H_{\max}}{\left( \text{sh} \frac{2 \pi d}{L} \right)^{1.35}} \quad (10)$$

式中:  $H_{\max}$  为波腹点处的波高;  $d$  为水深;  $L$  为波长。

## 2.4 渗透失效

海堤渗透安全性分析的功能函数可在上述渗透理论的基础上, 根据海堤平均渗流比降与抗渗比降之间的关系表示为:

$$Z = J_R - J \quad (11)$$

式中:  $J_R$  为堤身抗渗比降;  $J$  为堤身的平均比降。

由式(11)可知, 当堤身的平均比降(或渗流量)不大于堤身允许比降(或渗流量)时海堤处于安全状态, 否则认为海堤发生渗透失稳。对于无排水设备或有贴坡排水设备的不透水地基均质土坝, 其功能函数还可进一步表示为:

$$Z = J_R - \frac{2(h_0 - H_2)}{(m_2 + 0.5)(H_1 + h_0)} \left[ 1 + \frac{H_2}{h_0 - H_2 + \frac{m_2 H_2}{2(m_2 + 0.5)^2}} \right] \quad (12)$$

对于透水地基上的均质土坝, 其功能函数可进一步表示为:

$$Z = J_R - \frac{2(h_0 - H_2)}{(m_2 + 0.5)(H_1 + h_0)} \left[ 1 + \frac{H_2}{h_0 - H_2 + \frac{m_2 H_2}{2(m_2 + 0.5)^2}} \right] - \frac{(H_1 - H_2)}{L + m_1 H_1 + 0.88 B} \quad (13)$$

式中:  $m_1, m_2$  分别为海堤迎水面、背水面坡度;  $H_1, H_2$  分别为海堤迎水面、背水面水深;  $h_0$  为下游坡面溢出点高度;  $B$  为渗透地基厚度;  $L$  为渗透长度。

## 2.5 防浪墙失效

根据防浪墙所受波浪水平作用力与抗滑力之

间的关系或倾覆力矩与抗倾力矩之间的关系, 建立表征防浪墙工作状态的结构功能函数:

$$Z = F_R - F_S \quad (14)$$

$$Z = M_R - M_S \quad (15)$$

式中:  $F_R$ 、 $F_S$  分别为抗滑力、水平作用力;  $M_R$ 、 $M_S$  分别为抗倾力矩、倾覆力矩。

由式(14)、(15)可知, 当防浪墙所受的水平作用力大于抗滑力或倾覆力矩大于抗倾力矩时, 防浪墙稳定遭到破坏。对于墙前没有掩护且墙底不埋入的防浪墙, 式(14)、(15)可进一步表示为:

$$Z = (G - P_u) \mu_s - P_H \quad (16)$$

$$Z = G l_1 - P_u l_2 - P_H l_3 \quad (17)$$

式中:  $G$  为防浪墙自身重力;  $P_u$  为波浪浮托力;  $\mu_s$  为防浪墙体与其下部基床的摩擦系数;  $P_H$  为波

$$Z = \ln \frac{\sum_{i=1}^n \{ [(G_i - u_i b_i) \tan \varphi_i + c_i b_i] / [\cos \theta_i (1 + \tan \theta_i \tan \varphi_i / a_i)] \}}{\sum_{i=1}^n G_i \sin \theta_i} \quad (19)$$

式中:  $F_s$  为滑面平均安全系数;  $G_i$  为土条自身重力;  $u_i$  为孔隙水压力, 可作为独立随机变量;  $a_i$  为土条强度发挥系数, 可作为独立随机变量;  $c_i$  为黏聚力;  $\varphi_i$  为土体内摩擦角;  $b_i$  为土条宽度;  $\theta_i$  为底面倾角。

### 3 典型海堤可靠度计算与分析

#### 3.1 工程概况

某海堤工程位于广东省, 属鉴江下游右岸出

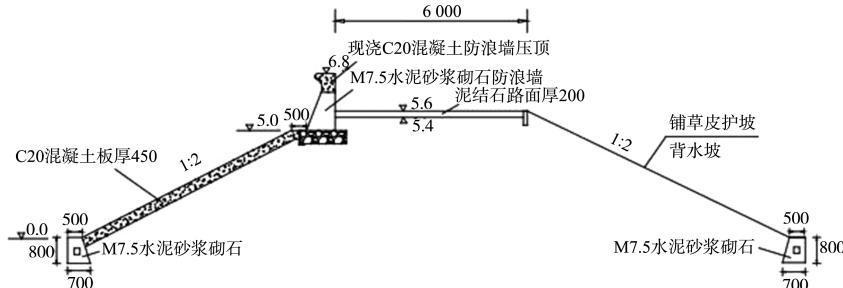


图 1 广东省某海堤工程断面 (尺寸: mm; 高程: m)

#### 3.2 可靠度分析

##### 3.2.1 堤顶越浪安全可靠度分析

由于本海堤堤顶设有防浪墙, 故选用式(7)作为堤顶越浪安全可靠度分析的功能函数。对照图 1

浪水平力;  $l_1$  为重心到防浪墙后趾的水平距离;  $l_2$  为浮托力作用点到防浪墙后趾的水平距离;  $l_3$  为水平力到防浪墙后趾的垂直距离。

根据建立的功能函数式(16)、(17)对防浪墙进行可靠度分析时将水平波浪力  $P_H$ 、浮托力  $P_u$  作为随机变量考虑。通过建立关于波高  $H$ 、波长  $L$  的功能函数, 再采用 Monte-Carlo 法进行可靠度计算。

#### 2.6 海堤整体失效

传统的海堤结构设计中, 主要采用安全系数法。若安全系数  $F_s \geq 1$ , 结构在理论上便处于安全范围之内; 否则, 则处于失效范围内。基于此点出发, 可建立海堤整体稳定可靠度分析的功能函数:

$$Z = \ln F_s \quad (18)$$

海口堤段, 全长 4.95 km, 保护耕地 72.5 km<sup>2</sup>, 人口数量 808 万人, 防潮标准为 50 a 一遇。本海堤采用斜坡形式, 坡脚处采用 M7.5 水泥砂浆砌石, 前坡护面采用厚度 450 mm 的 C20 混凝土, 坡度 1:2, 堤顶设有防浪墙, 泥结石路面厚 200 mm, 后坡坡度 1:2, 设有草皮护坡, 断面形式如图 1 所示。

可知, 临海侧斜坡坡比  $m = 2.0$ ; 肩宽  $b_1 = 0.3$  m; 根据相关规范取经验系数  $B = 0.45$ ; 护面结构影响系数  $K_A = 1.0$ ; 允许越浪量  $Q_R$  取  $0.05 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$ ; 取堤前潮位  $d$ 、有效波高  $H_s$ 、平均周期  $T$  为随机

变量。考虑各影响因素对海堤结构的长期作用, 其长期分布类型及统计参数见表 1。计算中不考虑各随机变量之间的相关性, 采用 Monte-Carlo 直接抽样法计算海堤因越浪过大引起的失效概率。

表 1 随机变量统计特征参数

随机变量	平均值 $\mu$	标准值 $\sigma$	分布类型
$d$	4.26	0.68	极值 I 型
$H_s$	2.10	$C_v = 0.2, C_s = 0.5$	P-III型
$T$	9.40	$C_v = 0.3, C_s = 0.6$	P-III型

注:  $C_v$  为变差系数;  $C_s$  为偏态系数。

抽样模拟次数取 1 万次, 计算结果表明: 此段海堤因越浪量过大引起失效的概率为 23.5%, 存在较大的由越浪引起的失效风险。为研究不同模拟次数对计算结果精确的影响, 分别对模拟次数取 100、1 000、10 万和 100 万时的失效概率进行计算。当模拟次数达到 100 次时, 其失效概率相对误差达到 25%; 当模拟次数达到 1 万次以上时失效概率计算结果趋于稳定, 其相对误差控制在 1.3% 以内。可见模拟次数取 1 万次时失效概率计算值是稳定的, 其计算精度能够满足要求, 此时已没有必要通过增加模拟次数来提高计算精度。

为进一步明确各随机变量取值的变化对海堤失效概率的影响, 在保持表 1 其他影响因素的前提下, 逐一对各随机变量做敏感性分析, 结果如图 2 所示。

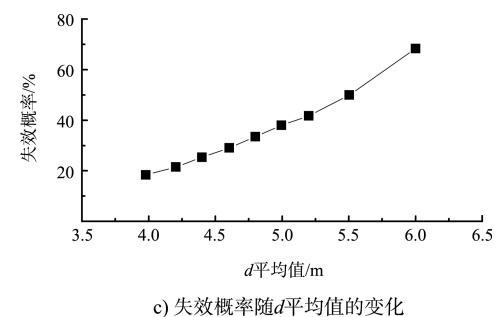
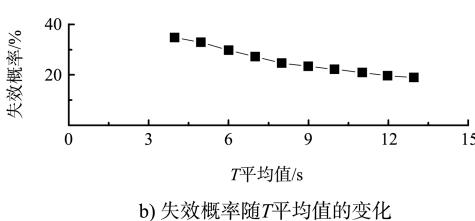
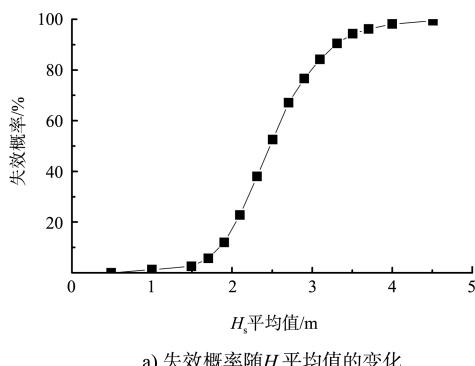
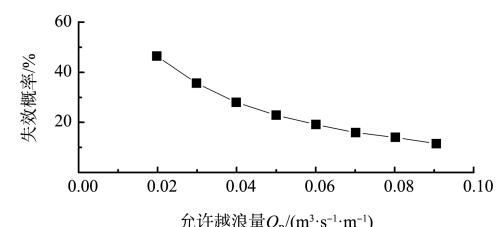


图 2 各随机变量对堤顶越浪安全的敏感性分析结果

由图 2 可知, 有效波高平均值对越浪的影响最为敏感, 当有效波高达到 2.5 m 时, 海堤因越浪引起的失效概率已达到 52.9%, 此时海堤的可靠性严重不足, 存在着巨大的失效风险; 其次堤前水位和周期的平均值对越浪影响较为敏感。针对越浪过大的问题, 为提高海堤的可靠性, 应对此段海堤进行必要的改进, 其中最为有效的措施就是减少堤前有效波高, 可增加消浪设施, 例如消浪桩等。

允许越浪量也是影响海堤结构安全的主要因素, 根据海堤材料和堤后保护对象的不同, 堤顶允许越浪量也对应不同的数值。为探讨不同允许越浪量对海堤结构失效概率的影响, 对不同允许越浪量下的失效概率进行计算, 结果如图 3 所示。

图 3 失效概率随允许越浪量  $Q_r$  的变化

由图 3 可知, 允许越浪量对海堤失效概率的影响较为敏感, 当允许越浪量降为  $0.02 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$  时, 失效概率已达 46%, 失效概率增加明显; 若允许越浪量按该地区的最低标准  $0.09 \text{ m}^3/(\text{s} \cdot \text{m})$  计算, 则海堤失效概率约为 12%。因此, 在海堤设计和施工时一定要对堤顶和后坡结构质量进行严格控制, 可在后坡上铺设草皮或种植灌木丛, 以提高对较大越浪量的防御能力。

### 3.2.2 护面结构安全可靠度分析

此段海堤前坡采用 450 mm 厚的 C20 混凝土护

坡形式。根据规范提供的多个护面结构稳定性计算公式进行相应计算。作为本堤段前坡护面结构可靠度分析的功能函数, 波高  $H$  根据《海堤工程设计规范》<sup>[13]</sup> 取  $H_{1\%}$ 。实际护面厚度  $W_R$  假定为恒定量, 对于本段海堤取 0.45 m。

采用 Monte-Carlo 直接抽样法计算海堤护面失效概率, 其结果表明, 此段海堤临海侧斜坡护面失效概率约为 12.4%。可见在此波浪要素作用下海堤护面结构存在着一定的失效风险。为研究波高、波周期和护面厚度变化对海堤护面失效概率的影响, 对以上 3 个因素进行敏感性分析, 结果如图 4 所示。

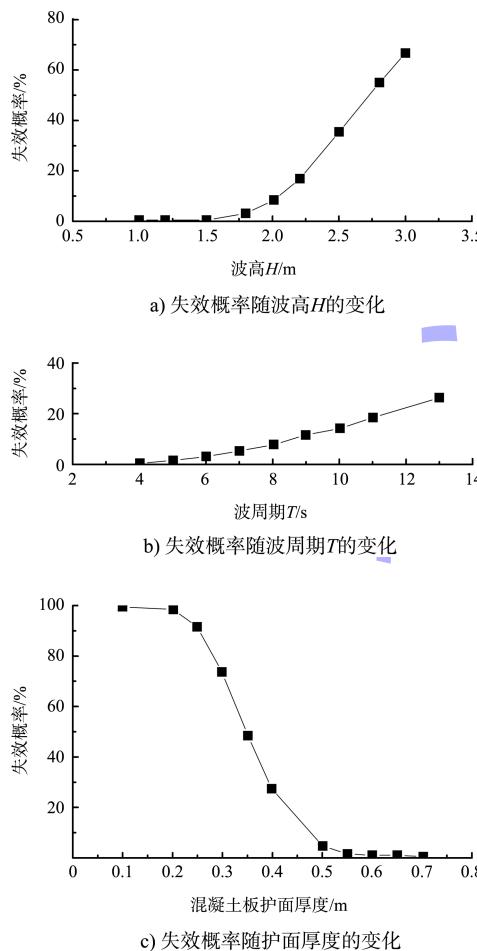


图 4 3 个因素对护面结构安全的敏感性分析结果

由图 4a) 可知, 对于护面厚度为 0.45 m 的原海堤断面, 当波高位于 2.5 m 左右时波高对护面失效概率影响较为敏感, 当波高小于 1.9 m 时护面失效概率大致已控制在 5% 以内, 此时波高对护面结构失效概率的影响不再敏感; 由图 4b) 可知,

在一定的周期变化范围内, 随着波周期的增加护面结构失效概率增加, 但相对于波高和周期变化对护面结构失效概率的影响相对不敏感; 由图 4c) 可知, 当护面厚度为 0.25~0.40 m 时, 护面厚度的变化对护面结构的失效概率非常敏感, 护面厚度稍稍增加或减少都能引起较大的失效概率变化, 因此护面厚度应避免设置在此范围内。

### 3.2.3 堤脚冲刷稳定可靠度分析

由前述分析可知: 对于斜坡堤, 当堤前冲刷形态为相对细砂型或过渡型时, 在堤脚处往往形成冲刷, 此时对海堤结构的稳定较为不利。为此, 对本海堤堤前冲刷稳定进行可靠度计算, 其功能函数采用式(10)。假设堤前允许冲刷深度  $h_R$  取 2.0 m, 堤前波高比取 1.1, 取堤前水位  $d$ , 有效波高  $H_s$  和平均周期  $T$  为随机变量。采用 Monte-Carlo 直接抽样法抽样 1 万次后得到堤前冲刷失效概率为 15.1%, 由此可见其失效概率偏高, 存在着一定的失效风险。为明确有效波高  $H_s$ 、平均周期  $T$  和堤前水位  $d$  等对堤前冲刷失效概率的影响程度, 分别对以上各影响因素进行敏感性分析, 结果如图 5 所示。

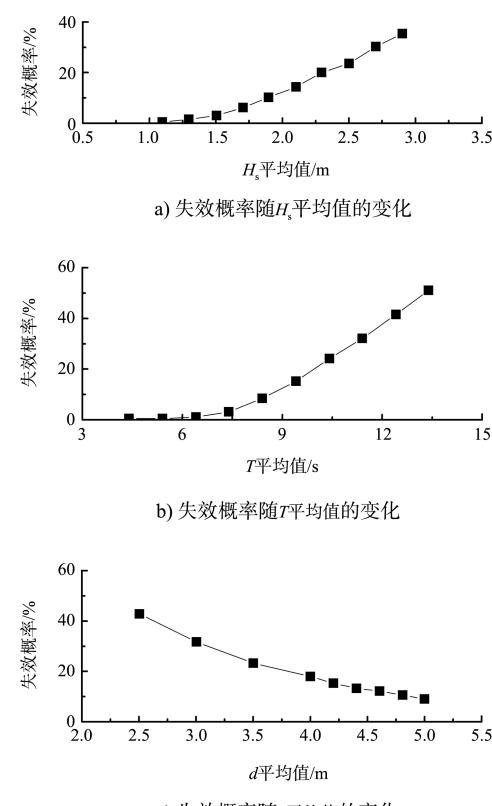


图 5 3 个因素对堤脚冲刷稳定的敏感性分析结果

由图5可知,堤前波高 $H_s$ 、堤前水位 $d$ 和平均周期 $T$ 对堤脚冲刷失效概率影响较为敏感,尤其当周期达到12 s左右时;在一定水深变化范围内,随着堤前水位的增加失效概率会缓慢减小。

### 3.2.4 防浪墙滑动失效可靠度分析

防浪墙结构所受主要荷载为波浪力和墙后土压力,并建立防浪墙稳定可靠度分析的功能函数:

$$Z = (G - P_u) \mu_s + E - P_H \quad (20)$$

式中: $E$ 为土压力;其余参数同式(16)。

为简便计算,并突出研究防浪墙所受波浪力的影响,将式(20)中防浪墙自身重力 $G$ 和墙后土压力 $E$ 作为恒定量,考虑波浪水平力和浮托力的随机变化对防浪墙稳定可靠度的影响,采用谢世楞等<sup>[14]</sup>的研究成果。波浪水平力和浮托力的分布

类型满足极值I分布,其特征统计参数见表2。

表2 防浪墙所受水平波浪力和浮托力的统计参数

力	均值/(kN·m <sup>-1</sup> )	标准差/(kN·m <sup>-1</sup> )	分布类型
水平波浪力 $P_H$	17	3.2	极值I型
浮托力 $P_u$	10	2.5	极值I型

由防浪墙所受波浪力的理论分析可知,水平波浪力和浮托力二者具有高度相关性。因此,在根据式(20)计算防浪墙可靠度时必须考虑波浪水平力和浮托力之间的相关性,取两者之间的相关系数为0.9。本算例拟采用广义随机空间内的JC法进行防浪墙可靠度分析,计算结果见表3。此外,为研究波浪力相关性是否会对失效概率产生影响,表3还给出了水平波浪力和浮托力相互独立时的防浪墙失效概率计算结果。

表3 防浪墙所受水平波浪力和浮托力的统计参数

相关性	验算点	$\beta$	$P_f$ /%	$F_s$
$P_H$ 与 $P_u$ 相关	$\dot{x}_{p_H} = 25.5 \text{ kN/m}, \dot{x}_{p_u} = 16.3 \text{ kN/m}$	2.13	1.6	1.7
$P_H$ 与 $P_u$ 不相关	$\dot{x}_{p_H} = 28.8 \text{ kN/m}, \dot{x}_{p_u} = 10.8 \text{ kN/m}$	2.65	0.4	

注:  $\dot{x}_{p_H}$ 、 $\dot{x}_{p_u}$ 分别为最不利状态下的水平波浪力、浮托力。

由表3可知,此防浪墙在随机波浪作用下抗滑动可靠指标 $\beta = 2.13$ ,发生滑动失效的概率为1.6%,并且当水平波浪力为25.5 kN/m,浮托力为16.3 kN/m时防浪墙最易产生滑动失效;当不考虑水平波浪力和浮托力相关性时,防浪墙抗滑动可靠指标为2.65,即发生滑动失效的概率为0.4%。因此,不考虑波浪力相关时的防浪墙可靠度计算结果对指导实际的生产活动是偏不利的。为与传统的安全系数法形成对比,表3还给出了传统的安全系数法计算结果,结果显示防浪墙抗滑稳定的的安全系数为1.7,能够满足稳定性要求。

由于缺乏现场地质参数的资料,本案例并未对渗透失效和海堤整体失效进行计算。在各地质参数确定的条件下,关于渗透失效和海堤整体失效概率的计算具体可参照上述各失效模式。

## 4 结论

1)本文基于我国防波堤失效形式,建立关于防波堤越浪过大失效、护面块体失效、堤脚局部冲刷失效、渗透失效、防浪墙失效和整体失效等

多种失效模式及其对应的功能函数。

2)以广东省某典型海堤为例进行详细的可靠度分析,得出当不考虑风影响的堤顶越浪量超过允许值的概率为23.5%,考虑30 m/s风速时堤顶越浪量超过允许值的概率为43%,海堤护面结构失效概率为12.4%,堤脚冲刷引起的海堤失效概率为15.1%,发生滑动失效的概率为1.6%。

3)对影响因素的敏感性分析结果表明:波高和允许越浪量变化对失效概率影响较为敏感;波高变化和护面厚度变化对护面失效概率的影响较为敏感;堤前波高、平均周期以及堤前水位对堤脚冲刷失效概率影响较为敏感,在一定水深变化范围内随着堤前水位的增加失效概率会缓慢减小。

## 参考文献:

- [1] VAN C M, GELDER P H A J M V, VRIJLING J K. Failure mechanisms of sea dikes-inventory and sensitivity analysis[C]// The American Society of Civil Engineers. The Proceedings of the 5th Coastal Structures International Conference. Reston: ASCE, 2009: 1-13. (下转第181页)