

# Research on Wave Suppression Protection Design of Songshan Sluice in Funing Bay

Zhengyu Huang

Fujian Water Conservancy Construction Center, Fuzhou, Fujian, 350001, China

## Abstract

This paper discusses how to protect the safety of sluices in open seas from the impact and threat of swell waves in the open sea. Based on wave calculations and model tests, it proposes comprehensive measures to eliminate waves and extend the right wing wall of the sluice. The huge waves in front of the sluice can protect the safety of the sluice with remarkable results and can be used as a reference for similar projects.

## Keywords

open sea area; surge impact from the open sea; wave suppression protection; model test

## 福宁湾松山水闸消浪防护设计研究

黄震宇

福建省水利建设中心, 中国·福建 福州 350001

## 摘要

本文探讨在开敞式海域如何保护受外海涌浪冲击、威胁的水闸安全, 通过波浪演算、模型试验等分析, 提出消浪堤+延长水闸右侧翼墙的综合消浪防护措施, 有效消减了闸前的巨浪, 保护水闸的安全, 成效显著, 可供类似工程参考。

## 关键词

向开敞式海域; 外海涌浪冲击; 消浪防护; 模型试验

## 1 引言

福宁湾松山水闸面向开敞式海域, 前方不受岛屿遮挡, 直接朝向外海, 风区无限长, 无风三尺浪, 受外海涌浪影响巨大。台风时波浪由外海涌浪叠加沿程风成波形成混合浪, 冲击力、破坏力巨大, 对沿海水工建筑物构成严重威胁。如何消减巨浪对水闸的正面袭击, 确保水闸施工期间以及运行期间的安全是摆在我们面前崭新难题。

## 2 工程基本情况

福宁湾围垦工程位于福建省霞浦县福宁湾内, 是福建省重点工程建设项目, 距城关 6km, 围垦面积 3.41 万亩, 堤线面向东海, 海堤全长 5434m, 南北两岸各设 1 座水闸, 北岸松山水闸 10 孔, 每孔净宽 5m, 总净宽 50m, 面向外海开敞式海域, 南岸南岐山水闸 7 孔, 每孔净宽 5m, 总净宽 35m, 属局部风区, 两座水闸均为纳排兼用闸。

垦区上游集雨面积 120km<sup>2</sup>, 河流有: 三河、护城河、沙塘溪, 大、小沙溪, 除护城河外, 其它河流都流经垦区出海。主河道长 17.8km, 比降 36.6‰。福宁湾属亚热带海洋性季风气候, 常年气候温和, 年平均气温 18℃, 年均无霜期 230–340 天, 日照指数 1860 小时。年平均降雨量 1430mm, 多年平均最大 24 小时暴雨量 116.7mm。夏季多西南风, 冬季多东北风, 每年 7–9 月为台风季节, 每年受影响或登陆台风有 2–3 次, 最大风力 12 级。根据三沙海洋观测站近 40 年来实测资料统计: 多年平均最高潮位 3.7m (黄零标高, 下同), 历年最高潮位 4.6m, 历年最低潮位 -3.71m, 最大潮差 6.8m, 五十年一遇高潮位 4.36m。

## 3 北岸松山水闸波浪分析

### 3.1 设计潮位

根据霞浦三沙海洋站 1964–2005 年共 42 年的年最高潮位值进行频率分析, 按极值 I 型和 P–III 型频率法分别进行计算,

极值 I 型法计算出 50 年一遇设计高潮位为 4.43m (S=0.236), P-III 型法计算出 50 年一遇设计高潮位为 4.37m (CS=20CV, CV=0.064)。设计采用极值 I 型法的计算成果, 即 50 年一遇设计高潮位为 4.43m。

### 3. 设计风速

本工程地处霞浦县福宁湾内, 面向东海。松山水闸朝向东偏北 10°。对堤线有影响的风向有 E、ESE2 个风向。由于工程附近没有风速观测资料, 根据霞浦城关气象站 1976~2005 年 30 年的各风向风速极值进行统计分析 E、ESE 风向的主要统计特征值和 50 年重现期设计风速列于表 6-1, 频率分析采用 P-III 型曲线法。

50 年一遇设计风速计算过程表

表 1 单位: m/s

方向	C <sub>v</sub>	C <sub>s</sub>	城关定时 2 分钟平均值	城关定时 2 分钟 V <sub>2%</sub>	城关自记 10 分钟 V <sub>2%</sub>	换算至拟建水闸处 V <sub>2%</sub>	换算至海上 V <sub>2%</sub>
E	0.52	6C <sub>v</sub>	7.83	17.0	21.66	26.16	35.05
ESE	0.203	10C <sub>v</sub>	7.37	11.73	16.23	19.6	26.3

### 3. 波浪计算

波要素计算方法是从海上起始断面的波要素经波浪折射变形计算, 逐步推算至工程所在地(闸前)的波要素, 再与局部风区风成波能量迭加后获得闸前波要素。

对开敞水域风浪要素计算尽可能利用附近海洋水文观测站多年连续的波向、波高及周期实测资料进行统计分析以确定外海初始断面波要素。如无实测波观测资料, 也可利用工程附近气象站连续多年实测风速分风向资料进行频率分析, 求得海上设计风速, 通过莆田试验站公式计算出海上起始设计波要素。

#### (1) 起始波要素

距工程所在地东南东方向约 34km 的北礮岛海洋观测站有连续 29 年实测波高、波周期等年极值分方向的频率分析, E、ESE 方向的 50 年重现期波高、波周期如下。

起始实测波要素特征值表

表 2

方向	50 年重现期			
	有效波高 H <sub>1/3</sub> (m)	平均波高 H(m)	平均周期 T(s)	波长 L(m)
E	10.28	6.88	13.5	198.4
ESE	11.23	7.67	12.1	173.1

(2) 利用当地风速资料推算海上起始设计波要素

根据海上设计风速和相应设计潮位组合, 用莆田试验站公式(计算海上起始断面波要素, 风区长度 F=5×106/V(m), 计算结果见表 3-3。

由风速推算海上起始设计波要素(50 年重现期)

表 3

方向	设计风速 V <sub>2%</sub> (m/s)	设计潮位 H <sub>2%</sub> (m)	风区长度 F(m)	水域水深 d(m)	平均波高 H̄(m)	平均波周期 T̄(s)	波长 L(m)
E	35.05	4.43	14.25×10 <sup>4</sup>	37.65	4.77	9.70	137.66
ESE	26.3	4.43	19.01×10 <sup>4</sup>	37.65	4.12	9.02	121.83

通过对比北礮站波浪实测资料频率分析结果和由设计风速推算出的海上起始设计波要素, 实测值较大一些, 因此取北礮站实测资料频率分析成果作为计算依据, 结果见表 3-4。

海上起始断面设计波要素(海图 30m 等深线处)

表 4

方向	有效波高 H <sub>1/3</sub> (m)	平均波高 H̄(m)	平均波周期 T̄(s)	波长 L(m)
E	10.28	6.88	13.5	198.4
ESE	11.23	7.67	12.1	173.1

#### (3) 闸前设计波要素计算

计算公式:

(1) 波周期守恒公式: T=const

(2) 波数矢无旋性方程:  $\frac{\alpha K \sin \alpha}{\alpha x} - \frac{\alpha K \cos \alpha}{\alpha y} = 0$

(3) 波能守恒方程:

$$\frac{\alpha}{\alpha x} (H^2 C_g \cos \alpha) + \frac{\alpha}{\alpha y} (H^2 C_g \sin \alpha) = -\beta^* (H^2 C_g)^{3/2}$$

其中:

$$\beta^* = \frac{4\mu^3 f}{3\pi g C_g^{3/2} s k^3 k d}$$

$$C_g = \frac{C}{2} \left( 1 + \frac{2kd}{sh 2kd} \right)$$

(4) 波浪弥散方程:  $\mu^2 = gkthkd$

式中:

H——波高;

T——波周期;

μ——波动圆频率;

K——波数, K=2π/L;

L——波长;

f——水底摩擦系数, 取 0.01;

C——波速;

C<sub>g</sub>——波群速。

计算方式: 根据上述外海(海图 30m 等深线处) E、ESE

向起始断面波要素,由上述计算公式,利用波浪折射变形数值计算及相应的电算程序,逐个波长进行波要素推算至闸前。

#### 折射至闸前波要素

表 5

计算风向	计算潮位 (m)	平均波高 $\bar{H}$ (m)	平均波周期 $\bar{T}$ (s)	波长 L(m)
E	4.43	2.87	13.5	103.05
ESE	4.43	1.41	12.1	93.21

由于30m等深线处至水闸的距离50km,如仅考虑波浪折射、变形及底摩擦损失的影响,则不能反映较长的传播距离中风继续作用的影响。因此采用折射波浪与局部风成波迭加的方法,折射起点(30m等深线)为局部风生波的风区起点,并采用相对于波速的风速为计算风速,于是闸前波高采用折射波高和局部风浪能量迭加的方法得出,风生波波要素计算结果列于表3-6,折射波要素和局部风生波能量迭加后的闸前波要素列于表7。

#### 风生波波要素计算成果表

表 6

风向	计算风速 V(m/s)	沿程平均水深 d(m)	风区长度 F(m)	平均波高 $\bar{H}$ (m)	平均波周期 $\bar{T}$ (s)	波长 L(m)
E	27.30	21.45	55000	2.01	6.30	44.56
ESE	26.30	21.45	55000	1.43	5.31	35.70

#### 闸前设计波要素成果表(合成波)

表 7

风向	平均波高 $\bar{H}$ (m)	平均波周期 $\bar{T}$ (s)	波长 L(m)	$H_{1\%}$ (m)	$H_{13\%}$ (m)
E	3.09	12.06	91.9	5.12	4.15
ESE	2.17	8.6	60.05	4.07	3.11

从推算成果可以看出:E向平均波高3.09m,累计率1%的波高 $H_{1\%}$ 达到5.12m,正面袭击水闸,如果没有防护措施,水闸的闸门、胸墙和上部启闭房将遭受巨大冲击,威胁水闸的安全。

## 4 北岸松山水闸消浪防护方案

为消减巨浪对水闸的正面袭击,确保松山水闸施工期间以及运行期间的安全,在松山水闸外海侧200m处设置消浪堤,消减正面(E方向)巨浪,同时与延长水闸右侧翼墙配合消减斜向(ESE方向)大浪。通过水工模型试验确定消浪堤、翼墙延伸长度,以达到最优布置方案。

### 4. 消浪模型试验

根据松山水闸区域地形图进行制作整体模型,整体模型试验的波浪水池尺寸为40m×27m×1m,在选定的区域每隔

10m为一横断面,按照地形图和模型比尺模拟地形,依重力相似准则设计成正态模型,比尺为1:25。

### 4. 消浪堤断面波浪稳定性模型试验

初拟定断面,堤顶宽度均为7.0m,不同堤顶高程(▽6.0、▽6.5、▽7.0m)、不同边坡坡比(1:1.5、1:1.75、1:2.0)、不同护面结构(一层扭王或两层扭工)、不同重量人工块体(7T、8T、10T)、不同安放形式(随机、规则)。消浪堤堤身由10~100kg重的块石堆筑而成,护面块体的垫层块石重量为0.6~1.0T。支支护面块体的抛石棱体高程▽1.5m,宽度8.0m,由重0.5~1.0T块石组成,消浪堤底高程▽-2.0m。验证堤身结构在不同设计水位、波浪组合作用下的稳定性,确定合理可行的消浪堤断面尺度(高程、顶宽、坡比)和护面结构。

从试验结果来看

(1)块体稳定性:影响人工块体稳定的水位为50年一遇设计高水位▽4.43m。比较护面结构为随机安放两层扭工块体、规则安放一层扭王和随机安放一层扭王块体的稳定性可知,扭王块体规则安放时稳定性最好,随机安放次之,扭工最差。块体重量越大越稳定。

(2)块体消浪特性:比较护面结构采用两层扭工和随机安放一层扭王或规则安放一层扭王块体时堤顶水层厚度和堤后波高值可知,两层扭工块体间隙较一层扭王块体要大,其消浪性能优于扭王块体;随机安放的扭王块体消浪性优于规则安放的扭王块体。

(3)堤顶高程:堤顶高程为▽6.0m时,堤顶越浪量很大,波浪打击范围位于堤顶、堤前后拐角处和后坡,不利于堤顶和内坡护面块体的稳定;堤顶高程为▽7.0m时,堤顶越浪减少,但波浪主要集中在波击迎浪外坡护面和前坡肩,对外坡护面块体的稳定不利;堤顶高程为▽6.5m时,堤顶越浪量较▽6.0m时要小,而且波浪对消浪堤的内坡和外坡护面块体的波击力相应要小,并且重8T和10T的扭工块体和扭王块体均稳定。

(4)坡比比选:试验表明:坡比为1:1.5时,堤顶越浪量最小;坡比为1:2.0时,堤顶越浪最大;坡比1:1.75的情况下越浪量处于前两者之间。坡比缓(1:2.0)越浪量大,对防波堤的内坡打击力相应就很大,不利于内坡块体的稳定;坡比陡(1:1.5)越浪量小,但波浪对迎浪侧护面打击力就会

很大,不利于块体稳定性;坡比为 1: 1.75,正好处于陡、缓两种情况之间,所以 1: 1.75 是一个比较合理的坡比。

根据块体的稳定性和消浪效果比较,推荐消浪堤断面尺度为:堤顶高程▽ 6.5m,内外坡坡比 1: 1.75。护面结构采用 8T 重一层扭王块体,随机安放。

#### 4. 采用港池整体模型进行研究。

研究 50 年一遇设计水位▽ 4.43m,对二个来波波向(E 向、ESE 向),三种堤顶高程(▽ 6.0m、▽ 6.5m 和▽ 7.0m),五种消浪堤长(100m、110m、120m、130m 和 140m),三种翼墙长度(90m、100m 和 110m)相互组合的各种工况,进行整体防浪掩护模型试验,量测和分析了堤后、闸前水域波高分布,对比闸门、闸墩和胸墙的受波浪力值,得出优化的消浪堤合理堤顶高程、堤长和翼墙长度的组合。

从消浪堤消浪试验结果看出:外海波浪一方面经消浪堤越浪,另一方面经口门绕射再与山体反射的波高叠加后传播到闸前,受闸两端波能集中影响,两端闸门位置波高较大。

##### ①在 E 向波浪与水位▽ 4.43m 组合:

翼墙 90m 长,消浪堤堤顶▽ 6.5m,堤长度 110m 时,闸前波高  $H_{1\%}$  仅出现在 9 # 闸门附近为 3.44m,2 # 和中间闸门  $H_{1\%} = 3.12 \sim 3.2m$ ,消浪堤 120 ~ 140m 时,各闸门处  $H_{1\%}$  均小于 3.24m,范围 2.91 ~ 3.18m。翼墙长度 110m,消浪堤长度 110 ~ 120m 时,闸前波高范围 2.81 ~ 3.18m。

消浪堤长度增大时对防浪掩护起主要作用,结合堤顶高程增大,防浪掩护作用较为明显,翼墙长度增大对 E 向来波消浪作用不明显。

##### ②在 ESE 波浪与水位 4.43 组合:

翼墙 90m 长,消浪堤长度 110 ~ 130m 时,各闸门波高均  $H_{1\%} > 3.24m$ ,最大达 4.02m,消浪堤长 140m 时,满足  $H_{1\%} < 3.24m$ 。翼墙长 110m 长,消浪堤长度 110 ~ 120m 时,各闸门波高  $H_{1\%} < 3.24m$ 。

消浪堤长度增大时对防浪掩护起主要作用,结合堤顶高程增大,防浪掩护作用较为明显,翼墙长度增大对 SE 向来波时,对闸门具有掩护消浪作用。

③水闸胸墙(顶高程▽ 8.4m、底高程▽ 2.5m)直接受到波浪打击,未建消浪堤前,胸墙承受的波浪总力范围 1404.7KN ~ 2109KN;水闸闸门(底高程▽ -2.5m,闸门高度 5.0m)未建消浪堤前,闸门承受波浪总力范围

746.28 ~ 1342.6KN。

建设消浪堤后,对改善水闸结构受力较明显,的消浪堤尺度(长 120m、顶高程▽ 6.5m)与翼墙(长 110m)组合时,可减小胸墙受力 43 ~ 51%,减小闸门受力 41 ~ 57%。

表 7 松山水闸闸前波高试验成果表

波向	水位 (m)	消浪堤长 (m)	翼墙长 (m)	松山水闸闸前波高 (m)		
				第 2 孔	第 5 ~ 6 孔	第 9 孔
E 向	4.43	0	90	4.4	4.33	5.3
ESE 向	4.43	0	90	3.82	3.75	4.95
E 向	4.43	120	110	3.01	2.96	3.1
ESE 向	4.43	120	110	2.76	2.65	2.89

由于消浪堤为淤泥基础,翼墙基础为岩基,消浪堤长度加长比翼墙加长的投资大大增加。综合考虑确定消浪堤尺度取堤长 120m,堤顶高程▽ 6.5m;翼墙长度 110m。



#### 4. 消浪堤断面

水闸消浪拟采用消浪堤 + 延长水闸右侧翼墙的综合消浪措施。水闸右侧翼墙长度 110m,比常规设计翼墙延长 20m。消浪堤位于松山水闸外海侧 200m 处,滩涂平均高程 -2.5m,基础为软基断面,采用斜坡式堤型较经济,不易因软基的变形破坏<sup>[1]</sup>。消浪堤长度 120m,堤顶高程 6.5m,堤顶宽度 7.0m,堤心石为 10-100Kg 块石,顶高程 3.03m,垫层石理砌二层,高程 4.44m,垫层石外层用 8T 扭王块规则安装防护,堤身内外边坡均为 1:1.75。内外抛石护脚采用 400-500Kg 大块石,高程为 1.0m,外护脚宽度 10.0m、内护脚宽度 5.0m。消浪堤

