

学号 1803010621

年级 2018 级港航

河海大学

本科毕业设计

厦门大小嶝造地工程西段南段设计说明书

专 业 港口航道与海岸工程

姓 名 崔国栋

指导教师 童朝锋

评 阅 人

2022 年 6 月

中国 南京

**BACHELOR'S DEGREE DESIGN
OF HOHAI UNIVERSITY**

**Xiamen Dadeng land building project west and
north section of the embankment design
instruction book**

College : Harbour, Coastal and Offshore Engineering

Subject : Harbour, Waterway and Coastal Engineering

Name : Cui Guodong

Directed by : Tong Chaofeng Professor

NANJING CHINA

郑 重 声 明

本人呈交的毕业设计，是在导师的指导下，独立进行研究工作所取得的成果，所有数据、图片资料真实可靠。尽我所知，除文中已经注明引用的内容外，本设计的研究成果不包含他人享有著作权的内容。对本设计所涉及的研究工作做出贡献的其他个人和集体，均已在文中以明确的方式标明。本设计的知识产权归属于培养单位。

本人签名：_____

日期：_____

摘 要

厦门大小嶝岛位于围头湾海域附近，有优越的地理位置优势，和丰富的滩涂资源。大小嶝岛区域的造地工程用于修建新机场，有利于加强当地的交通运输能力。本次设计主要内容是，厦门大小嶝造地工程中前期的围海阶段，西段和南段海堤的设计。

厦门大小嶝岛造地工程由于其地理位置和周围经济地区发展水平的特殊性，工程等级为 I 等，海堤西段和南段防浪标准采用 200 年一遇。设计内容主要包括主线海堤的布置，海堤稳定性计算，隔堤、水闸的设计，龙口合龙部分的设计。设计首先通过当地风浪要素推求设计波要素，通过风向风时数据确定机场修建方向、海堤堤线布置。海堤设计断面部分，设计两种断面，斜坡式防坡堤和混合式防坡堤进行方案比选。通过相关设计规范，确定海堤断面尺寸和护面护脚的设计；使用理正岩土计算，计算海堤稳定性和地基沉降量。龙口设计部分根据围区库容画出库容曲线，确定堵口合龙阶段的设计工作。

本设计工程由于大部分在海上进行，所以会对周围环境造成影响，工程期间废水必须通过监测合格后才允许排放。

关键字：造地工程；海堤；地基处理；稳定分析

ABSTRACT

Xiamen Dadeng Island is located near weitouwan sea area, with superior geographical position advantages, and rich beach resources. The land construction project in the Dadeng Island area was used to build a new airport, which was conducive to strengthening the local transportation capacity. The main content of this design is that Xiamen Da Xiaodeng Land engineering in the early stage of the siege stage, the west section and the south section of the seawall design.

Xiamen Daxiaodeng Island land construction project due to its geographical location and the particularity of the development level of the surrounding economic areas, the engineering grade is i , the west section and south section of the sea dike anti-wave standards adopted in 200 years. The design mainly includes the layout of the main seawall, the stability calculation of the seawall, the design of the dike, the sluice, the design of the closure part of the dragon mouth. Firstly, the design wave elements are deduced from the local wind and wave elements, and the construction direction of the airport and the layout of the seawall line are determined by the wind direction and time data. Seawall design section part, design two kinds of section, slope type slope embankment and mixed type slope embankment scheme comparison. Through the relevant design specifications, determine the size of the seawall section and the design of the face and foot protection; The stability of the seawall and the settlement of the foundation are calculated by using the regularized geotechnical calculation. According to the storage capacity of the enclosed area, draw the storage capacity curve to determine the design of the closure stage.

Since most of the design project is carried out at sea, it will affect the surrounding environment. During the project, the waste water must pass the monitoring before it is allowed to be discharged.

Key words: land reclamation works; seawall; foundation treatment; stability analysis

目录

摘 要	I
ABSTRACT	II
目录	III
第一章 设计风浪要素	1
1.1. 设计波高	1
1.1.1. 破碎波高	1
1.1.2. 平均波高	1
1.1.3. 不同累计频率下的波高换算	1
1.2. 设计波要素和设计潮位	3
第二章 工程设计	3
2.1. 工程布置	3
2.1.1. 海堤布置	3
2.1.2. 隔堤布置	4
2.2. 海堤设计	4
2.2.1. 海堤断面型式方案比较	4
2.2.2. 堤顶高程	20
2.2.3. 海堤基础处理	22
2.2.4. 海堤闭气处理	23
2.2.5. 海堤堤身设计	24
2.2.6. 护坡护脚设计	27
2.2.7. 海堤沉降量计算	29
2.2.8. 海堤的防渗计算	36
2.2.9. 海堤挡墙的稳定性计算	37
2.3. 水闸设计	49
2.3.1. 水闸的平面布置	49

2.3.2. 水闸结构的布置型式	49
2.3.3. 结构设计	50
2.4. 排水渠设计	50
2.4.1. 排水渠的平面布置	50
2.4.2. 堤顶高程的确定	51
2.4.3. 排水渠护岸断面结构	51
2.4.4. 排水渠护岸断面结构	51
2.5. 龙口设计	52
2.5.1. 设计标准	52
2.5.2. 龙口设计	53
2.5.3. 堵口设计	59
第三章 环境影响	61
3.1. 海堤的工程量计算	61
第四章 环境影响	63
4.1. 对当地的水文动力影响	63
4.2. 对海水水质的影响	63
4.3. 施工污水对周围环境的影响	63
参考文献	64
致 谢	65

第一章 设计风浪要素

1.1. 设计波高

1.1.1. 破碎波高

由《海港水文规范》知，当海堤坡度 $i \leq 1/200$ ，破碎波高可按下式计算。

$$\text{破碎波高: } H_b = \gamma_b \times h_b \quad (2.1)$$

式中： γ_b —破碎指标，取 γ_b 为 0.60。

h_b —水深，m。

H_b —破碎波高，m。

1.1.2. 平均波高

因施工区域无长期波浪观测资料，根据厦门站的设计风速推算外海波要素计算按《港口航道与水文规范》中规定进行，计算公式如下：

$$\frac{gH_s}{V^2} = 5.5 \times 10^{-3} \left(\frac{gF}{V^2} \right)^{0.35} \tanh \left\{ 30.0 \frac{\left(\frac{gd}{V^2} \right)^{0.8}}{\left(\frac{gF}{V^2} \right)^{0.35}} \right\} \quad (2.2)$$

$$\frac{gT_s}{V} = 0.55 \times \left(\frac{gF}{V^2} \right)^{0.233} \tanh^{\frac{2}{3}} \left\{ 30.0 \frac{\left(\frac{gd}{V^2} \right)^{0.8}}{\left(\frac{gF}{V^2} \right)^{0.35}} \right\} \quad (2.3)$$

式中： F —对岸风区长度(m)， V —计算风速(m/s)，

H_s —有效波高(m)， T_s —有效波周期(s)，

g —重力加速度， d —平均水深(m)。

1.1.3. 不同累计频率下的波高换算

累计频率的波高换算可以按《海港水文规范》式（4.2.2）计算。

$$H_F = \bar{H} \left[-\frac{4}{\pi} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{2\pi}} H^* \right) \ln F \right]^{\frac{1-H^*}{2}} \quad (2.4)$$

式中： \bar{H} —平均波高，(m)。

H^* —相对水深， $H^* = \frac{\bar{H}}{d}$ (m)。

F —累积频率。

d —水深。

H_F —相应的累计频率的波高。

表 2.1 西堤南堤设计波高表

西堤 波要素	Q#	N#	L#
波向	SW	WSW	WSW
堤前水深 d (m)	0.9	3.4	4.8
平均波高 \bar{H} (m)	2.32	2.44	2.37
波周期 T (s)	6.9	7.3	7.3
设计波高 $H_{1\%}$ (m)	4.10	4.74	4.76
设计波高 $H_{13\%}$ (m)	3.22	3.56	3.51
波长 (L)	47.44	58.32	62.00
南堤 波要素	K#	J#	H#
波向	WSW	ESE	E

堤前水深 d (m)	8.3	5.9	8.0
平均波高 \bar{H} (m)	2.07	1.94	2.29
波周期 T (s)	7.2	8.1	8.8
设计波高 $H_{1\%}$ (m)	4.69	4.11	4.91
设计波高 $H_{13\%}$ (m)	3.35	2.95	3.5
波长 (L)	64.39	73.09	89.52

1. 2. 设计波要素和设计潮位

由于造地围堤工程设计标准采用的是 200 年一遇的标准。

经计算，西堤和南堤的设计高潮位为 4.70m。龙口度汛的设计高潮位取为 4.09m，堵口合龙的设计高潮位为 3.54m。

第二章 工程设计

2. 1. 工程布置

2. 1. 1. 海堤布置

堤线自南端海滨围垦开始，西堤 Q# ($X=482336$, $Y=2715025$) 与 L# ($X=484358$, $Y=2714424$) 之间距离约为 4.0km，西堤与南堤交于 L#点和 K# ($X=484358$, $Y=2714960$) 点，从 K#点开始至 H# ($X=486012$, $Y=2716919$) 点为南堤，南堤堤线长约 2.8km，堤线总长为 6.8km。具体堤线布置见图 3.1。

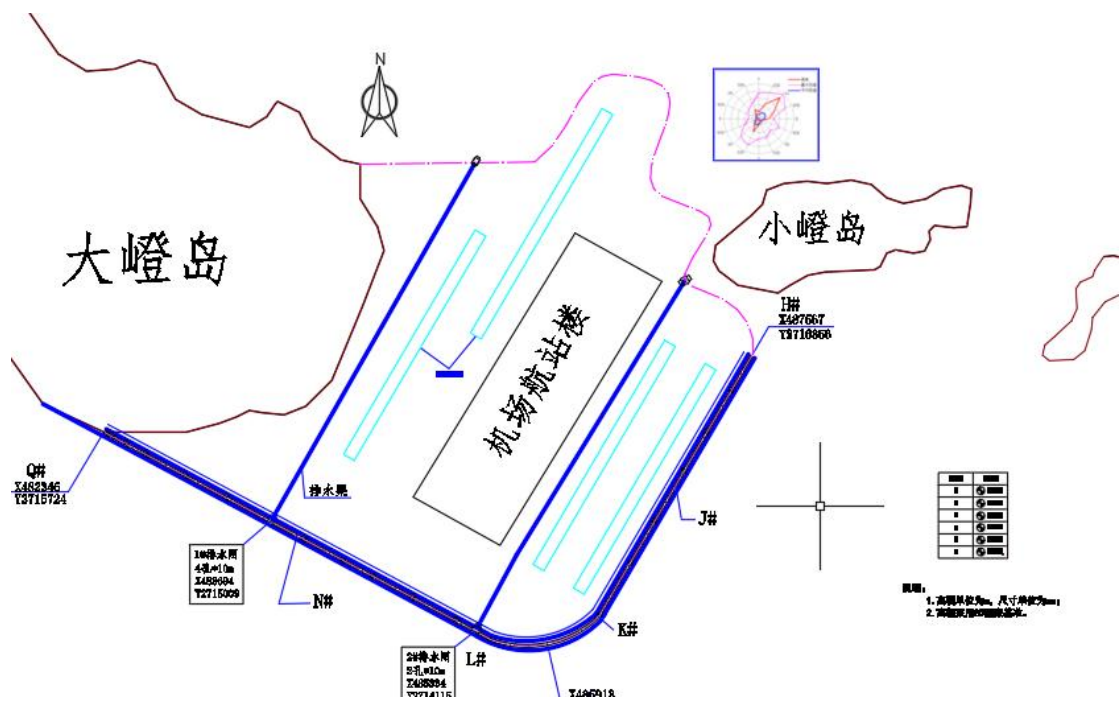


图 3.1 大小嶝岛围垦工程堤线布置图

2.1.2. 隔堤布置

在海堤围垦区域内，为降低特殊天气的恶劣影响，设置两条排水沟，将围垦区域分成 3 块，排水沟断面设计同隔堤，采用 50 年一遇潮位设计标准，高程设置为 5.5m。

2.2. 海堤设计

2.2.1. 海堤断面型式方案比较

考虑到围垦造地区域的地基土强度较弱，容易引起较大的地基沉降，拟设计两种海堤的断面方案，分别为斜坡式海堤和混合式海堤两种形式。斜坡式海堤和混合式海堤方案均采用土石混合堤，均设消浪平台，用以消弱波浪的爬高能力。选取西堤 N#处作为典型断面，设计两套方案。

2.2.1.1. 堤顶高程的确定

(1) 波浪爬高计算

根据《海堤工程设计规范》计算波浪爬高，计算公式如下：

$$R_F = K_\Delta K_v R_0 H_{1\%} K_F \quad (3.1)$$

式中 K_Δ ——糙渗系数；

K_v ——与风速及塘前水深有关的系数；

R_0 ——累计频率为 1%时的爬高值。

$H_{1\%}$ ——波高累积率为 1%的波高值，当 $H_{1\%} > H_b$ 时，则 $H_{1\%}$ 取 H_b ；

K_F ——爬高累积频率换算系数， $K_F=0.74$ 。

L ——波长，m。

东堤北段：塘前水深： $d=2.9\text{m}$

$$k_\Delta = 0.5230, H_{1\%} = 5.45\text{m}, k_\beta=1.00, k_y=1.00$$

$$k_v = 1.284, R_0=1.51, k_F=0.74$$

$$R_F = 0.523 * 1.284 * 1.51 * 5.45 * 0.74 = 4.08$$

当上部陡墙坡度小于等于 0.4 时，波浪爬高 $R_{F\%}$ 采用以下公式计算：

$$R_{F\%} = 1.36 \left(1.5HKzth \frac{2\pi d}{L} - dw \right) ky * kv \quad (3.2)$$

式中： d ——塘前水深，m。

L ——波长，m。

dw ——平台位于水下时取正值，平台高程为 4.50m, $dw=0.2\text{m}$ 。

H ——取允许越浪时的累积频率的波高。

Kz ——系数，根据 $\zeta = (\frac{d_w}{d})(\frac{d}{H})^{2\pi \frac{H}{L}}$ ，查《浙江省海塘技术规定上》图 5.2.5-2

系数 Kz 。

西堤中点：塘前水深： $d=2.9\text{m}$

$$k_z = 1.40, H_{13\%} = 3.56\text{m}, dw=0.2\text{m}, k_y = 1.0, k_v = 1.284$$

$$R_{F\%} = 1.36 \times \left(1.50 \times 2.44 * 1.40 * \tanh \frac{2 * \pi * 2.9}{58.32} - 0.66 \right) * 1.0 * 1.284 = 2.71\text{m}$$

根据以上计算过程西堤 N#点处,采用斜坡式海堤设计断面的波浪爬高约为 4.08m,采用混合式海堤设计断面的波浪爬高为 2.71m。

(2) 防浪墙顶高程的确定

由《海堤工程设计规范》得，防浪墙顶高程的计算公式如下：

$$Z_p = h_p + R_{F\%} + \Delta h \quad (3.3)$$

式中： h_p ——设计频率的高潮位，为 4.7m；

$R_{F\%}$ ——波浪爬高，斜坡堤为 4.08m，混合式海堤为 2.71m；

Δh ——安全加高值，取 0.50m。

斜坡式海堤的堤顶高程： $Z_p = h_p + R_{F\%} + \Delta h = 4.7 + 4.08 + 0.50 = 9.28\text{m}$

混合式海堤的堤顶高程： $Z_p = h_p + R_{F\%} + \Delta h = 4.7 + 2.71 + 0.50 = 7.91\text{m}$

由上述计算过程可以得到西堤 N#点处,斜坡式海堤的防浪墙的顶高程为 9.28m,混合式海堤的防浪墙的顶高程为 7.91m。

(3) 堤顶高程的确定

海堤的堤顶高程应同时满足大于设计一半高潮位 $H_{1\%}$ ，以此计算海堤堤顶高程和堤顶路面高程的取值见表 3.1～表 3.2。

表 3.1 斜坡式海堤堤顶高程计算成果表

堤 段	西堤 Q#	西堤 N#	西堤 L#
波向	SW	WSW	WSW
波浪性质	浪推浪		
设计标准（重现期）	200 年		
设计潮位 h_p (m)	4.7	4.7	4.7
设计风速 V (m/s)	24	24	24
平均波高 \bar{H} (m)	2.32	2.44	2.37
平均波周期 \bar{T} (s)	7.3	7.3	7.3
波长 L (m)	47.44	58.32	62.00
设计波高 $H_{1\%}$ (m)	4.10	4.74	4.76
设计波高 $H_{13\%}$ (m)	3.22	3.56	3.51
糙渗系数 K_Δ	0.523	0.523	0.523
波向修正系数 K_β	1	1	1
压载系数 K_y	1	1	1
波浪爬高值 $R_{F\%}$ (m)	4.07	4.08	4.05
安全加高值 Δh (m)	0.50	0.50	0.50
爬高计算防浪墙顶高程 (m)	9.13	9.28	9.06

$h_p+0.5H_{1\%}$	6.75	7.07	7.08
设计防浪墙顶高程 Z_p (m)	9.5		
有风越浪量 Q (m ³ /s.m)	0.003	0.0262	0.0258
设计堤顶高程 (m)	7.0	7.5	7.5

表 3.2 混合式海堤堤顶高程计算成果表

堤 段	西堤 Q#	西堤 N#	西堤 L#
波向	SW	WSW	WSW
波浪性质	浪推浪		
设计标准 (重现期)	200 年		
设计潮位 h_p (m)	4.7	4.7	4.7
设计风速 V (m/s)	24	24	24
平均波高 \bar{H} (m)	2.32	2.44	2.37
平均波周期 \bar{T} (s)	7.3	7.3	7.3
波长 L (m)	47.44	58.32	62.00
设计波高 $H_{1\%}$ (m)	4.10	4.74	4.76
设计波高 $H_{13\%}$ (m)	3.22	3.56	3.51
糙渗系数 K_Δ	0.523	0.523	0.523
波向修正系数 K_β	1	1	1
压载系数 K_y	1	1	1
波浪爬高值 $R_{F\%}$ (m)	2.95	3.26	2.94
安全加高值 Δh (m)	0.5	0.5	0.5
爬高计算防浪墙顶高程 (m)	7.86	7.91	7.78
$h_p+0.5H_{1\%}$	6.75	7.07	7.08
设计防浪墙顶高程 Z_p (m)	8.5		
有风越浪量 Q (m ³ /s.m)	0.003	0.0262	0.0258
设计堤顶高程 (m)	7.0	7.5	7.8

2.2.1.2. 海堤方案的护面处理

西堤 N#处, 200 年一遇设计高潮位值为 4.7m, 为有效降低波浪爬高, 采用扭王字块体作为斜坡式防坡堤和混合式防坡堤护面块体。消浪平台设置在 5.00m 高程处, 消浪平台前后边坡根据海堤规范, 取 1: 2, 分别连接堤顶道路和缓坡。混合式海堤斜坡式海堤的消浪平台设置在 4.50m 高程处, 边坡坡度取用 1: 3。

(1) 扭王块体稳定重量计算

由《海堤工程设计规范》得, 扭王字块体稳定重量按以下公式计算:

$$Q = 0.1 \frac{\gamma_b H^3}{K_D (\gamma_b / \gamma - 1)^3 m} \quad (3.4)$$

式中: Q —块石稳定重量。

γ_b —块石重度, 取当地石料的建议重度 26.0 kN/m³。

γ —水重度, 9.81kN/m³。

H —设计波高, m。 $\bar{H}/d < 0.3$ 宜采用 $H_{5\%}$, $\bar{H}/d \geq 0.3$ 采用 $H_{13\%}$ 。

K_D — 稳定系数, 取中值为 21。

西堤 N#段扭王块体稳定重量计算:

西堤堤前水深: $d=2.9\text{m}$

西堤平均波高: $\bar{H}=4.7\text{m}$

平均波高与水深的比值: $\bar{H}/d \geq 0.3$ 采用 $H_{13\%}$ 。

斜坡式海堤方案扭王块体重量计算:

$K_D=21, m=2.0, H_{13\%}=3.51\text{m}$ (西堤南段), $\gamma_b=23.0\text{kN/m}^3$,

$$Q = 0.1 \times \frac{23.0 \times 3.51^3}{21 \times (23.0/9.81 - 1)^3 \times 2.0} = 1.33\text{t}$$

混合式海堤方案扭王块体重量计算:

$K_D=21, m=3.0, H_{13\%}=3.22\text{m}$ (西堤北段), $\gamma_b=23.0\text{kN/m}^3$,

$$Q = 0.1 \times \frac{23.0 \times 3.22^3}{21 \times (23.0/9.81 - 1)^3 \times 3.0} = 0.68\text{t}$$

由上述计算过程可以得到西堤 N#点处, 斜坡式海堤的扭王块体稳定重量为 1.33t, 混合式海堤的扭王块体稳定重量为 0.68t。

(2) 扭王块体的厚度计算

依据《海堤工程设计规范》, 扭王字块体的厚度计算公式:

$$t = nC \left(\frac{Q}{0.1\gamma_b} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.5)$$

式中： t —块体或块石护面层厚度。

n —护面块体或块石的层数， n 为 1。

C —系数，按规范表 J. 0. 6—2 确定，为 1.36。

斜坡式海堤扭王块体护面厚度计算：

$$C=1.36, Q=1.33t, \gamma_b=23.0\text{kN/m}^3, n=1.0$$

$$t = 1.0 \times 1.36 \times \left(\frac{1.56}{0.1 \times 23.0} \right)^{\frac{1}{3}} = 1.13\text{m}$$

混合式海堤扭王块体护面厚度计算：

$$C=1.36, Q=1.04t, \gamma_b=23.0\text{kN/m}^3, n=1.0$$

$$t = 1.0 \times 1.36 \times \left(\frac{0.68}{0.1 \times 23.0} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.96\text{m}$$

由上述计算过程可以得到西堤 N#点处,斜坡式海堤的扭王块体护面厚度为 1.13m, 混合式海堤的扭王块体护面厚度为 0.96m。

(3) 扭王块体的个数计算

$$N = AnC(1 - P') \left(\frac{0.1\gamma_b}{Q} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (3.6)$$

式中： N —混凝土异型块体个数；

A —垂直于厚度的护面层平均面积；

P' — 护面层的空隙率，扭王块取为 50%；

γ_b —块石重度，取当地石料的重度 26.0 KN/m^3 ；

Q —块石稳定重量。

斜坡式海堤扭王块体个数计算：

$$A=100.0\text{m}^2, C=1.36, P'=50\%, \gamma_b=23.0\text{kN/m}^3, Q=1.33t$$

$$N = 100 * 1 * 1.36 * (1 - 50\%) \left(\frac{0.1 * 23.0}{1.33} \right)^{\frac{2}{3}} = 97.96$$

混合式海堤扭王块体个数计算：

$$A=100.0\text{m}^2, C=1.36, P'=50\%, \gamma_b=23.0\text{kN/m}^3, Q=0.68t$$

$$N = 100 * 1 * 1.36 * (1 - 50\%) \left(\frac{0.1 * 23.0}{0.68} \right)^{\frac{2}{3}} = 153.22$$

经计算得出西堤 N#点处,斜坡式海堤坡面护面块石,扭王块体个数为 98 个,斜坡式海堤坡面护面块石的扭王块体个数为 154 个。

2.2.1.3. 海堤整体稳定性计算

根据《福建省围垦工程设计技术规程》：

$$K = \frac{\sum (c_i L_i + W_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i) + T}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (3.7)$$

式中：K——抗滑安全系数；

W_i ——土条的滑弧长、重量（kN）；

L_i ——土条的滑弧长（m）；

c_i ——土条滑动面上的凝聚力（kPa）；

φ_i ——土条滑动面上的内摩擦角（度）；

α_i ——滑动面中点的切线与水平线的夹角（度）；

T——土工织物设计强度（kN）。

经计算分析，斜坡式海堤外坡稳定安全系数为 1.352，内坡的稳定安全系数为 2.536。混合式海堤外坡稳定安全系数为 1.392，内坡的稳定安全系数为 2.336。因此，两种设计海堤断面均满足的最小稳定安全系数满足规范要求。

各海堤典型断面稳定计算过程如下：

（1）斜坡式海堤稳定性计算：

表 3.3 稳定性计算方法

采用规范	通用方法
计算目标	安全系数计算
滑裂面形状	圆弧滑动法
海啸地震状况	不考虑地震

表3.4 坡面信息

坡面线号	水平投影(m)	竖直投影(m)	超载数
1	0.000	0.000	0
2	20.000	2.500	0
3	30.000	0.500	0
4	8.000	4.000	0
5	6.000	0.000	0
6	9.000	4.500	0

土层信息见表3.4和表3.5

表3.5 上部土层信息

层号	层厚(m)	重度(kN/m ³)	饱和重度 (kN/m ³)	粘结强度(kpa)
1	11.500	17.500	20.000	40.000
层号	粘聚力(kPa)	内摩擦角(度)	水下粘聚力 (kPa)	水下内摩擦角 (度)
1	0.000	40.000	20.000	28.000

表3.6 下部土层信息

层号	层厚(m)	重度(kN/m ³)	饱和重度 (kN/m ³)	粘结强度(kpa)
1	10.850	21.300	20.000	40.000
2	13.900	20.900	20.000	120.000
3	1.700	19.200	20.000	120.000
4	8.050	18.400	20.000	120.000
5	0.900	18.000	20.000	120.000

6	10.000	18.500	20.000	120.000
层号	粘聚力(kPa)	内摩擦角(度)	水下粘聚力 (kPa)	水下内摩擦角 (度)
1	3.400	3.500	20.000	28.000
2	10.200	7.300	10.000	25.000
3	15.400	7.800	10.000	25.000
4	18.400	12.800	10.000	25.000
5	16.900	24.900	10.000	25.000
6	16.900	25.000	10.000	25.000

表3.7 斜坡式海堤断面稳定性计算条件

圆弧稳定分析方法	瑞典条分法
土条重切向分力与滑动方向反向时	当下滑力对待
稳定计算目标	自动搜索最危险滑裂面
条分法的土条宽度（m）	1.000
搜索时的圆心步长(m)	1.000
搜索时的半径步长(m)	0.500

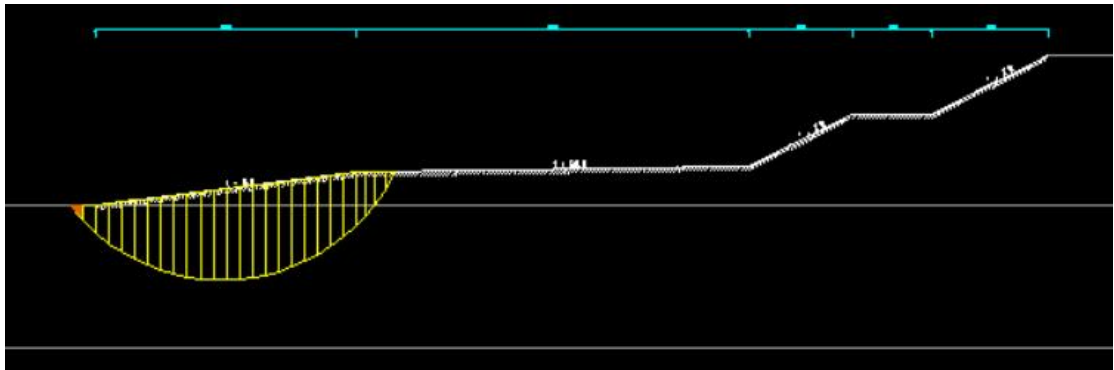


图3.2 斜坡式海堤外坡稳定计算

滑动圆心 = (9.68， 9.08)(m)

滑动半径= 14.793(m)

滑动安全系数 = 1.352

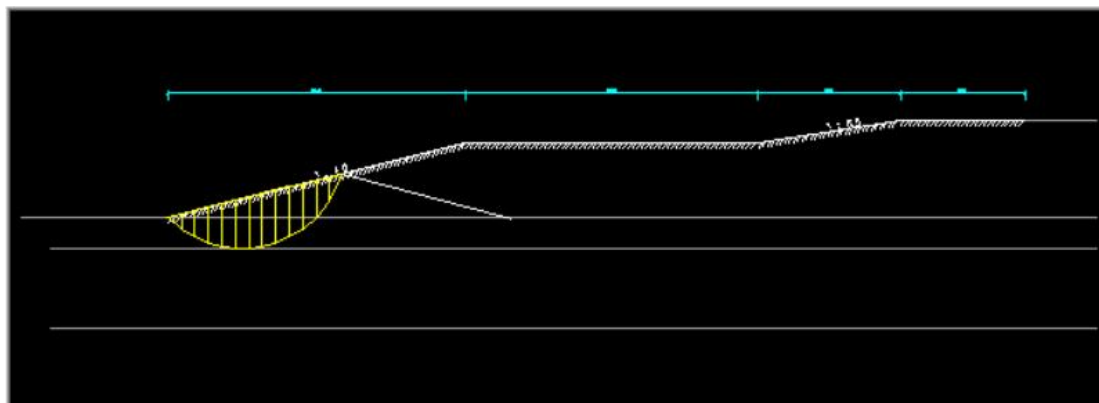


图3.3 斜坡式海堤内坡稳定计算

滑动圆心 = (6.053,4.54)(m)

滑动半径= 6.637(m)

滑动安全系数 = 2.423

表3.8 斜坡式海堤土条信息

起始 (m)	终止 (m)	α (度)	Li (m)	Ci (kPa)	Φ_i (度)	条实重 (kN)
-1.998	-0.999	-49.173	1.529	3.400	3.50	12.30
-0.999	0.000	-43.542	1.379	3.400	3.50	34.71
0.000	1.000	-38.400	1.276	3.400	3.50	54.39
1.000	2.000	-33.603	1.201	3.400	3.50	72.09
2.000	3.000	-29.061	1.144	3.400	3.50	87.28
3.000	4.000	-24.712	1.101	3.400	3.50	100.28
4.000	5.000	-20.512	1.068	3.400	3.50	111.36
5.000	6.000	-16.424	1.043	3.400	3.50	120.67
6.000	7.000	-12.421	1.024	3.400	3.50	128.34
7.000	8.000	-8.480	1.011	3.400	3.50	134.46
8.000	9.000	-4.578	1.003	3.400	3.50	139.09
9.000	10.000	-0.698	1.000	3.400	3.50	142.26
10.000	11.000	3.180	1.002	3.400	3.50	143.98
11.000	12.000	7.071	1.008	3.400	3.50	144.26

12.000	13.000	10.996	1.019	3.400	3.50	143.06
13.000	14.000	14.975	1.035	3.400	3.50	140.33
14.000	15.000	19.029	1.058	3.400	3.50	135.99
15.000	16.000	23.185	1.088	3.400	3.50	129.94
16.000	17.000	27.476	1.127	3.400	3.50	122.03
17.000	18.000	31.942	1.179	3.400	3.50	112.04
18.000	19.000	36.639	1.247	3.400	3.50	99.67
19.000	20.000	41.646	1.339	3.400	3.50	84.47
20.000	20.679	46.136	0.980	3.400	3.50	46.63
20.679	21.358	50.084	1.058	3.400	3.50	35.78
21.358	22.156	54.815	1.384	0.000	40.00	27.40
22.156	22.953	60.649	1.628	0.000	40.00	9.80

表3.9 最不利滑动面土条信息

滑动圆心(m)	(9.680 , 9.080)
滑动半径 (m)	14.793
滑动安全系数	1.352
总的下滑力(kN)	183.354
总的抗滑力(kN)	247.965
土体部分下滑力(kN)	183.354
土体部分抗滑力(kN)	247.965

(2) 混合式海堤稳定性计算:

表3.10 混合式海堤稳定性计算方法

采用规范	通用方法
计算目标	安全系数计算
滑裂面形状	圆弧滑动法
海啸地震状况	不考虑地震

表3.11 坡面信息

坡面线号	水平投影(m)	竖直投影(m)	超载数
1	8.000	0.000	0
2	15.000	2.500	0
3	10.000	0.500	0
4	7.000	3.500	0
5	5.000	0.000	0
6	6.000	3.000	0

表3.12 上部土层信息

层号	层厚(m)	重度(kN/m ³)	饱和重度 (kN/m ³)	粘结强度(kpa)
1	9.500	17.500	20.000	120.000
层号	粘聚力(kPa)	内摩擦角(度)	水下粘力(kPa) 聚	水下内摩擦角 (度)
1	0.000	40.000	10.000	25.000

表3.13下部土层计算

层号	层厚(m)	重度(kN/m ³)	饱和重度 (kN/m ³)	粘结强度 (kpa)
1	2.100	21.300	20.000	120.000
2	5.500	20.500	20.000	120.000
3	16.000	20.900	20.000	120.000
4	4.500	20.600	20.000	120.000
5	10.000	19.200	20.000	120.000
层号	粘聚力(kPa)	内摩擦角(度)	水下粘聚力 (kPa)	水下内摩擦 角(度)
1	3.400	3.500	10.000	25.000
2	5.500	5.900	10.000	25.000
3	10.200	7.300	10.000	25.000
4	15.400	7.800	10.000	25.000

5	15.400	7.800	10.000	25.000
---	--------	-------	--------	--------

表3.14 混合式海堤断面稳定性计算条件

圆弧稳定分析方法	瑞典条分法
土条重切向分力与滑动方向反向时	当下滑力对待
稳定计算目标	自动搜索最危险滑裂面
条分法的土条宽度 (m)	1.000
搜索时的圆心步长 (m)	1.000
搜索时的半径步长 (m)	0.500

计算结果图:

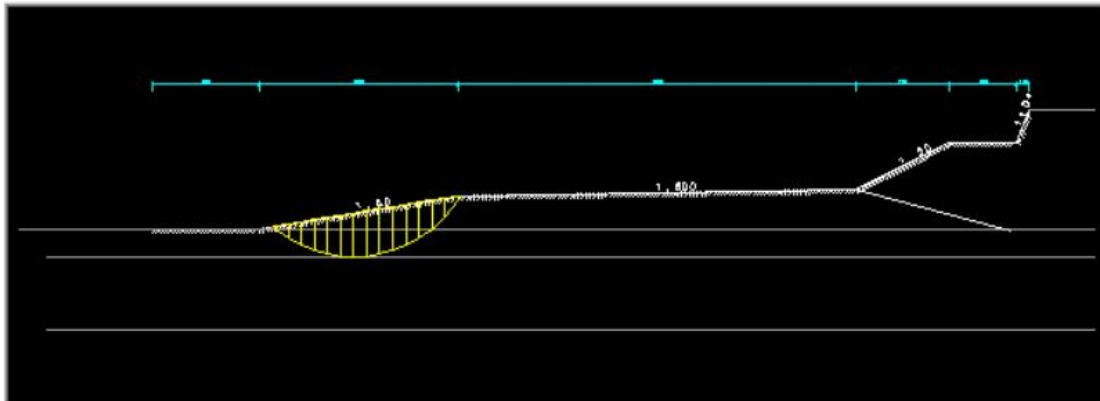


图3.4 组合式海堤外坡稳定计算

滑动圆心 = (15.034,7.44)(m)

滑动半径= 9.299(m)

滑动安全系数 = 1.392

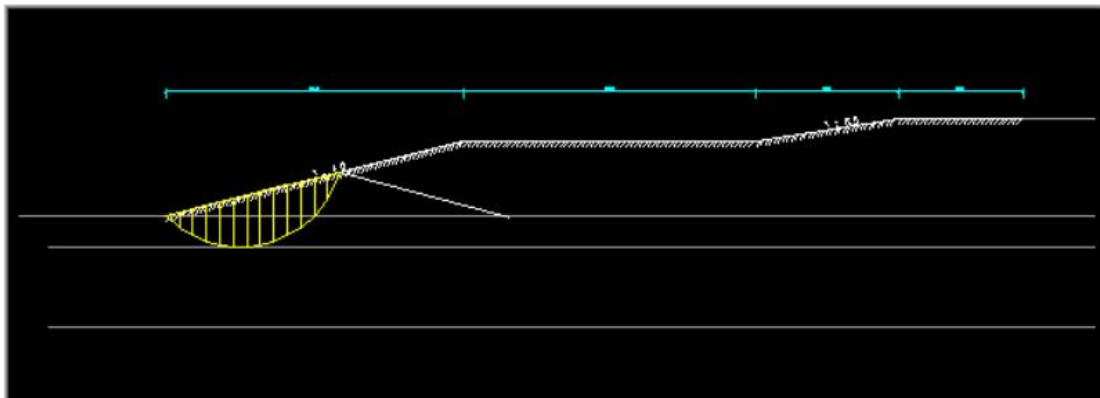


图3.5 组合式海堤外坡稳定计算

滑动圆心 = (4.224,5.28)(m)

滑动半径= 7.36(m)

滑动安全系数 = 2.311

表3.15 混合式海堤土条信息

起始x(m)	终止x(m)	α (度)	li(m)	Ci(kPa)	ϕ_i (度)	条实重 (kN)
8.884	9.064	-39.444	0.232	0.000	40.00	0.28
9.064	10.059	-35.092	1.217	3.400	3.50	11.94
10.059	11.054	-28.050	1.128	3.400	3.50	27.86
11.054	12.049	-21.449	1.070	3.400	3.50	40.51
12.049	13.044	-15.139	1.031	3.400	3.50	50.39
13.044	14.039	-9.015	1.008	3.400	3.50	57.81
14.039	15.034	-2.994	0.997	3.400	3.50	62.92
15.034	16.029	2.994	0.997	3.400	3.50	65.81
16.029	17.024	9.015	1.008	3.400	3.50	66.47
17.024	18.020	15.139	1.031	3.400	3.50	64.83
18.020	19.015	21.449	1.070	3.400	3.50	60.73
19.015	20.010	28.050	1.128	3.400	3.50	53.85
20.010	21.005	35.092	1.217	3.400	3.50	43.71
21.005	22.002	42.836	1.362	0.000	40.00	31.22
22.002	23.000	51.772	1.614	0.000	40.00	14.99
23.000	23.201	57.751	0.377	0.000	40.00	0.54

表3.16 混合式海堤土条下滑力

总的下滑力(kN)	76.444
总的抗滑力(kN)	106.415
土体部分下滑力(kN)	76.444
土体部分抗滑力(kN)	106.415

2.2.1.4. 海堤断面方案比较与选择

表 3.17 海堤断面方案比较与选择

断面型式 断面尺寸	斜坡式	混合式
防浪墙顶高程(m)	10.50	8.5
堤顶路面高程(m)	9.50	7.5
消浪平台高程(m)	5.0	4.5
消浪平台宽度(m)	6.0	5.0
临海侧斜坡坡度	1:2	1:2
缓坡镇压平台高程(m)	0.5-1.0	0.5-1.0
缓坡镇压平台宽度(m)	30	30
护底块石宽度(m)	20	8
块石平台边坡(m)	1:1.5	1:1.5
每延米所需工程量 m ³	677	505
优点	对沉降适应性好，有成熟的计算理论	堤顶高程低，爬高小，有成熟的计算理论，工程量最小
缺点	波浪爬高大，堤顶高程较高，断面大，投资大	陡墙施工需等沉降基本稳定后实施，变坡折角处波流混乱，需加强保护

综上，采用混合式断面作为造地工程的海堤断面型式。

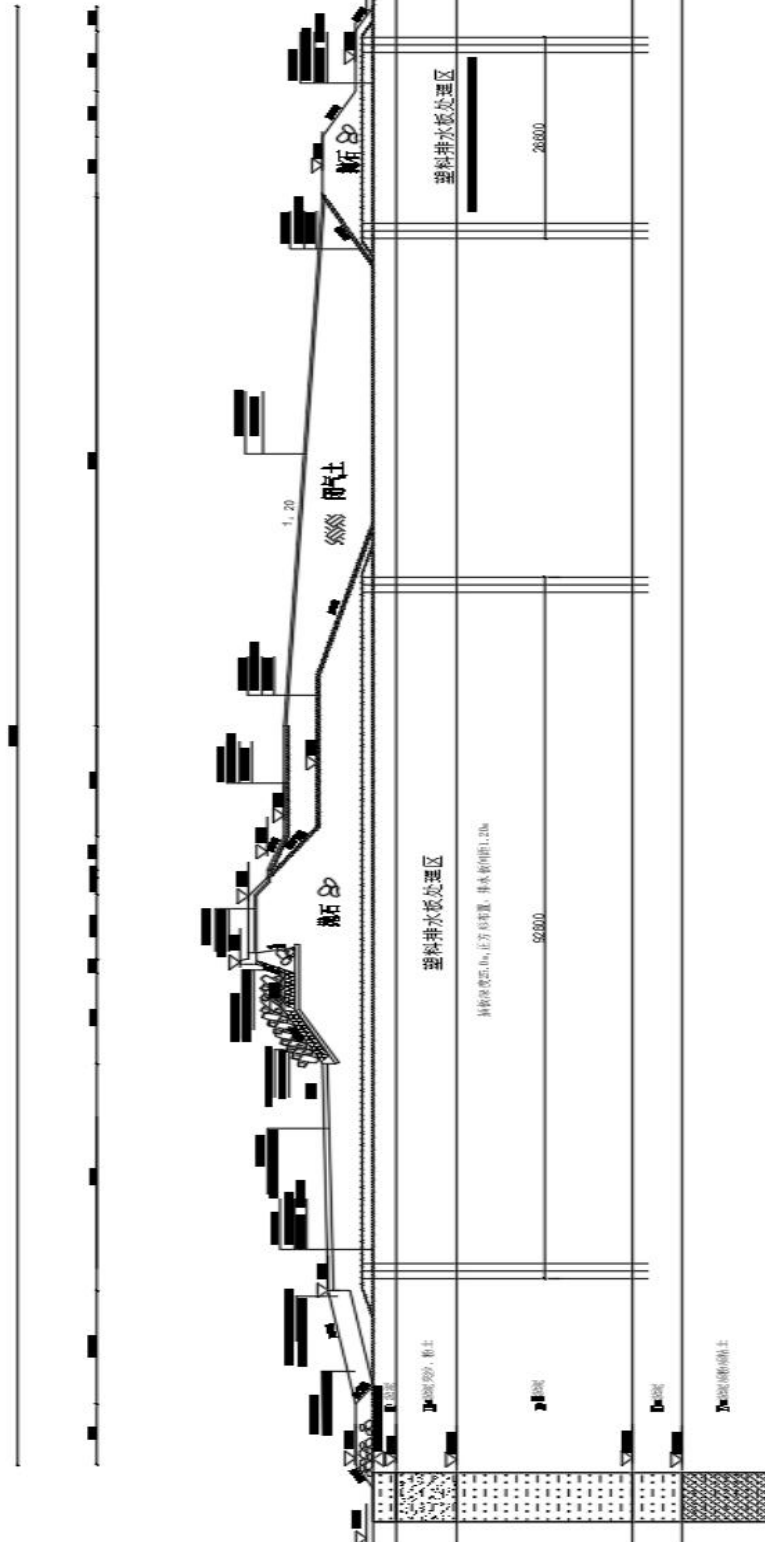


图3.6 混合式海堤断面图

2.2.2. 堤顶高程

根据《福建省围垦工程设计技术规程》，来计算确定堤顶高程。厦门大小嶝造地工程为 1 级海堤工程，设计标准为 200 年一遇，混合式海堤堤顶高程计算如下。

(1) 波浪爬高

根据《浙江省海塘技术规定上》，当 $d \geq 2H$ ， $-1.0 \leq dw/H \leq 1.0$ 时，波浪爬高 $R_{F\%}$ 计算公式为：

$$R_{F\%} = 1.36 \left(1.5HKzth \frac{2\pi d}{L} - dw \right) \quad (3.8)$$

式中： d ——塘前水深，m。

L ——波长，m。

dw ——平台位于水下时取正值。

H ——取允许越浪时的累积频率的波高。

Kz ——系数，根据 $\zeta = \left(\frac{dw}{d}\right)\left(\frac{d}{H}\right)^{2\pi \frac{H}{L}}$ ，查《浙江省海塘技术规定上》图 5.2.5-2 系数 Kz 。

(2) 防浪墙顶高程

由《海堤工程设计规范》得，防浪墙顶高程用以下公式计算：

$$Z_p = h_p + R_{F\%} + \Delta h \quad (3.9)$$

式中： h_p ——设计频率的高潮位，m

$R_{F\%}$ ——波浪爬高，m。

Δh ——安全加高值，取 0.50m。

(3) 堤顶高程

查阅《海堤工程设计规范》知，堤顶高程应该大于设计高潮位加上一半的累积频率为 1% 的波高值。

(4) 越浪量计算

由《长波条件下波浪爬高及越浪量研究》得，越浪量计算公式计算如下：

$$Q = 0.08 \frac{R_s}{H_s} \exp\left(-4 \frac{H_c}{R_s} - 0.9 \frac{p}{H_c}\right) \sqrt{gH_s^3} \quad (3.10)$$

式中： Q ——单位时间单位宽海塘上的越浪水量 ($m^3/s \cdot m$)；

H_c ——防浪墙顶至设计高潮位的高度 (m)；

H_s ——有效波高，对于允许部分越浪的情况，取 $H_{13\%}$ (m)；

R_s ——有效波浪爬高，对于允许部分越浪的情况，取 $R_{13\%}$ (m)；

p ——防浪墙高度 (m)，对于堤顶未设置防浪墙的断面 $p=0$

在有风的情况下，海堤的越浪量计算用以上公式计算结果乘风校正因子 K'

得到

$$K' = 1.0 + w_f \left(\frac{H_c}{R} + 0.1 \right) \sin \theta \quad (3.11)$$

式中：

R ——波浪爬高 (m)；

\bar{H}_c ——防浪墙顶至设计高潮位的高度 (m)；

w_f ——与风速的有关，当设计风速 $\geq 23.8\text{m/s}$ ， $w_f=2.0$ 。

西堤#Q 点 SW 向：

$$R_s = 2.36 \quad H_s = 3.22 \quad H_c = 3.73 \quad p = 0.5$$

$$Q' = 0.08 \frac{2.36}{3.22} \exp \left(-4 \frac{3.73}{2.36} - 0.9 \frac{0.5}{3.73} \right) \sqrt{9.81 * 3.22^3} = 0.00169$$

$$K' = 1.0 + 2.0 \left(\frac{3.73}{4.08} + 0.1 \right) * 0.46 = 1.93$$

$$Q = 1.93 \times 0.00169 = 0.00326$$

西堤#N 点 WSW 向：

$$R_s = 2.15 \quad H_s = 3.56 \quad H_c = 3.73 \quad p = 0.5$$

$$Q' = 0.0136$$

$$K' = 1.93$$

$$Q = 1.93 \times 0.0136 = 0.0262$$

西堤#L 点 WSW 向：

$$R_s = 2.14 \quad H_s = 3.51 \quad H_c = 3.73 \quad p = 0.5$$

$$Q' = 0.0134$$

$$K' = 1.93$$

$$Q = 1.93 \times 0.0134 = 0.0258$$

南堤#K 点 WSW 向:

$$R_s = 3.48 \quad H_s = 3.35 \quad H_c = 3.73 \quad p = 0.5$$

$$Q' = 0.0019$$

$$K' = 1.93$$

$$Q = 1.93 \times 0.019 = 0.0036$$

南堤#J 点 ESE 向:

$$R_s = 2.22 \quad H_s = 2.95 \quad H_c = 3.73 \quad p = 0.5$$

$$Q' = 0.00094$$

$$K' = 1.93$$

$$Q = 1.93 \times 0.00094 = 0.0018$$

南堤#H 点 E 向:

$$R_s = 2.58 \quad H_s = 3.50 \quad H_c = 3.73 \quad p = 0.5$$

$$Q' = 0.00329$$

$$K' = 1.93$$

$$Q = 1.93 \times 0.00329 = 0.00635$$

计算得,西堤的最大越浪量方向为 WSW 向,其最大越浪量为 $0.0262 \text{ m/s}^3 \cdot \text{m}$ 。南堤的最大越浪量的位置为南堤#H 点,其有风越浪量最大为 $0.00635 \text{ m/s}^3 \cdot \text{m}$ 。由《海堤工程设计规范》得,堤顶有三面保护的海堤最大允许越浪量为 $0.05 \text{ m}^3/\text{s} \cdot \text{m}$, 满足设计要求。

2.2.3. 海堤基础处理

大小嶝岛所在区域的地基土主要为淤泥,所以很难满足强度需求。因此需要进行地基处理。

采用塑料排水插板法进行地基处理,地基插入深度为 25m。

$b=100\text{mm}, \delta=5.0\text{mm}$ 。正方形排列,排水板间距取为 1.20m。

由《海堤工程设计规范》得,塑料排水板的当量换算直径计算公式如下:

$$d_p = \alpha \frac{2(b+\delta)}{\pi} \quad (3.12)$$

式中: d_p ——塑料排水板当量换算直径, mm。

b ——塑料排水板宽度，mm。

δ ——塑料排水板厚度，mm。

α ——换算系数，可取 $\alpha=0.75$ 。

$$d_p = 0.75 \times \frac{2 \times (100 + 4.0)}{\pi} = 49.656 \text{m}$$

$$d_e = 1.131 \quad (3.13)$$

式中： d_e ——塑料排水板有效排水直径，mm。

l ——塑料排水板正方形排列的间距，为 1200mm。

$$d_e = 1.13 \times 1200 = 135.6 \text{mm}$$

海堤地基处理方案：塑料排水法可以加快地基的排水固结，从而增大地基的承载力、较小地基的沉降量。此外，该技术较为成熟，但通过塑料排水法进行地基处理有着较长的周期，还需要海堤的自重较大才可以确保地基处理的成功。塑料排水法还具有成本低，污染小等特点，较为适合本工程。查《塑料排水板施工规程》，综合考虑地基条件，经济成本与环境保护等条件，最终选取 B 型塑料排水板进行地基处理。海堤地基土主要为淤泥，故需对海堤抛石段以下地基进行处理。淤泥厚度达 23 米以上，选取 B 型塑料排水板，恰好可以对大部分淤泥进行地基处理。B 型塑料排水板采用正方形排列，间距 1.2m。在采用塑料排水板法的处理区涂面上共铺设两层土工织布，均为 50kN/m 的有纺土工织布。两层土工布中间设厚达 1m 的碎石垫层，在碎石垫层上插设塑料排水板。

进行地基处理后，南堤和西堤的整体稳定安全系数均在 1.30 以上。

2.2.4. 海堤闭气处理

闭气处理方案：顶高程 7.0m，顶部宽度 1.0m，顶部与坡顶连接坡度 1: 1.5，以海堤 III0 层淤泥作为闭气土方，平台下与海堤涂面相交段坡度 1: 2。闭气土层上层护面铺设混凝土路面。二级平台以一坡度为 1: 20 的边坡与子堤相连，子堤设两级平台，平台高程分别为 1.00m 和 -1.00m，平台宽度为 8m。

2.2.5. 海堤堤身设计

表 3.18 西堤南堤临海侧堤身断面设计

	西堤	南堤
堤顶高程(m)	7.75	8.00
堤顶宽度(m)	8.50	8.50
堤顶建筑材料	20cm 厚自然级配石渣和 30cm 厚度的 C20 砼路面	20cm 厚自然级配石渣和 30cm 厚度的 C20 砼路面
防浪胸墙型式	L 型	L 型
防浪胸墙埋深(m)	0.5	0.5
混凝土挡墙坡度	1: 0.4	1: 0.4
挡墙护面	40cm 厚度的条石	40cm 厚度的条石
消浪平台高程(m)	4.5	4.5
消浪平台宽度(m)	5.0	5.0
缓坡镇压平台高程(m)	0.5-1.0	0.5-1.0
反滤层	40cm 的自然级配石渣铺垫	40cm 的自然级配石渣铺垫
护底棱体平台高程(m)	-2.0	-2.0
护底棱体平台宽度(m)	8.0	8.0

表 3.19 西堤南堤被海侧堤身断面设计

	西堤	南堤
内坡平台高程(m)	1.50	1.50
平台宽度(m)	20	20
闭气土顶高程(m)	6.0	6.0
闭气土表面材料	三维土工植草	三维土工植草
抛石子堤一级平台高程(m)	1.00	1.00
抛石子堤二级平台高程(m)	-1.00	-1.00
平台宽度(m)	8.0	8.0

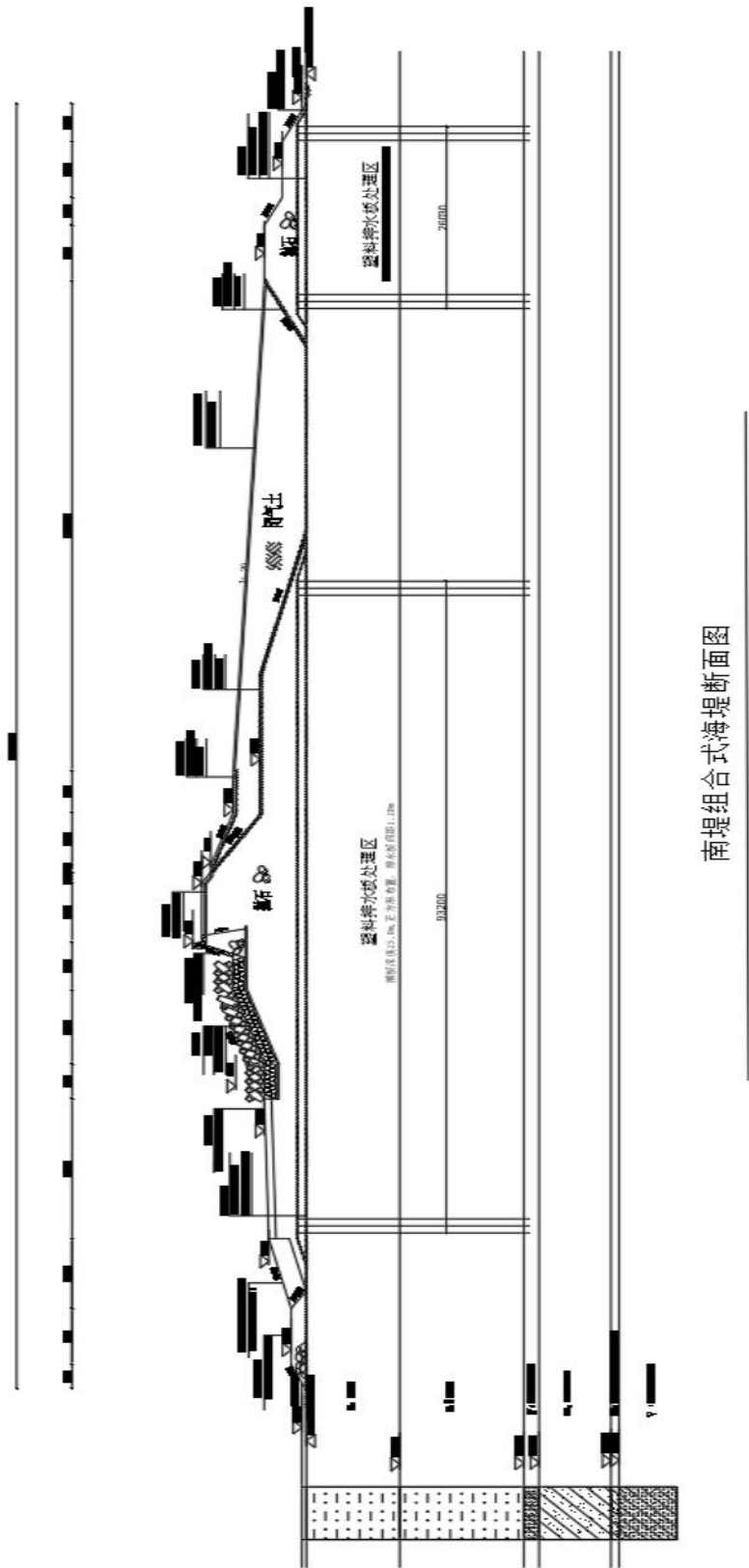


图 3.7 南堤混合式海堤断面图

2.2.6. 护坡护脚设计

西堤的临海侧缓坡镇压平台与护底棱体平台相连接的 1: 6 边坡采用大块石两层抛填。南堤的消浪平台和采用扭王字块的护面方式, 缓坡镇压平台与护底棱体平台相连接的 1: 4 边坡采用大块石两层抛填。

(1) 块石稳定重量计算

对于采用预制混凝土异型块体或经过分选的块石, 块石的稳定重量按《海堤工程设计规范》, 计算公式如下:

$$Q = 0.1 \frac{\gamma_b H^3}{K_D (\gamma_b / \gamma - 1)^3 m} \quad (3.14)$$

式中: Q —块石稳定重量。

γ_b —块石重度, 取当地石料的建议重度 23.0 kN/m³。

γ —水重度, 9.81kN/m³。

H —设计波高, m。 $\bar{H}/d < 0.3$ 宜采用 $H_{5\%}$, $\bar{H}/d \geq 0.3$ 采用 $H_{13\%}$ 。

K_D — 稳定系数, 按规范表 J. 0. 6—1 确定, 为 21。

西堤块石稳定重量计算:

西堤水深: $d=3.4\text{m}$

西堤平均波高: $\bar{H}=2.44\text{m}$

平均波高与水深的比值: $\bar{H}/d \geq 0.3$ 采用 $H_{13\%}$

西堤缓坡镇压平台块石稳定重量计算:

$$K_D=5.5, m=20.0, H_{13\%} = 3.56\text{m} \text{ (西堤 N\#)}, \gamma_b=23.0\text{kN/m}^3$$

$$Q = 0.1 \times \frac{23.0 \times 3.56^3}{5.5 \times (23.0/9.81 - 1)^3 \times 20.0} = 0.39\text{t}$$

西堤抛填二层块体的稳定重量计算

$$K_D=4.0, m=3.5, H_{13\%} = 3.56\text{m} \text{ (东堤中段)}, \gamma_b=23.0\text{kN/m}^3$$

$$Q = 0.1 \times \frac{23.0 \times 3.56^3}{4.0 \times (23.0/9.81 - 1)^3 \times 3.5} = 3.04\text{t}$$

南堤块石稳定重量计算:

南堤水深: $d=5.97\text{m}$

南堤平均波高: $\bar{H}=2.07\text{m}$ 。

平均波高与水深的比值： $\bar{H}/d \geq 0.3$ 采用 $H_{13\%}$

南堤抛填两层块石稳定重量计算：

$$K_D=4.0, m=3.5, H_{13\%}=2.95m, \gamma_b=23.0\text{kN/m}^3$$

$$Q = 0.1 \times \frac{23.0 \times 2.95^3}{4.0 \times (23.0/9.81 - 1)^3 \times 3.5} = 1.73\text{t}$$

南堤缓坡镇压平台块石稳定重量计算：

$$K_D=5.5, m=20.0, H_{13\%}=2.95m, \gamma_b=23.0\text{kN/m}^3$$

$$Q = 0.1 \times \frac{23.0 \times 2.95^3}{5.5 \times (23.0/9.81 - 1)^3 \times 30.0} = 0.147\text{t}$$

由上述计算过程得到西堤缓坡镇压平台护坡块体的稳定重量和抛填二层块体的稳定重量。分别为 0.39t 和 3.04t，南堤缓坡镇压平台护坡块体的稳定重量和抛填二层块体的稳定重量。分别为 0.147t 和 1.73t。

(2) 依据《海堤工程设计规范》，预制混凝土异型块体和块石护面层厚度可按式 (J. 0.6-2) 计算。

$$t = nC \left(\frac{Q}{0.1\gamma_b} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (3.15)$$

式中： t —块体或块石护面层厚度。

n —护面块体或块石的层数。

C —系数

西堤镇压平台护面厚度计算：

$$C=1.35, Q=0.39\text{t}, \gamma_b=26.0\text{kN/m}^3, n = 1.0$$

$$t = 1.0 \times 1.35 \times \left(\frac{0.39}{0.1 \times 26.0} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.71\text{m}$$

西堤抛填二层块体的护面厚度计算：

$$C=1.00, Q=3.04\text{t}, \gamma_b=26.0\text{kN/m}^3, n = 2.0$$

$$t = 2.0 \times 1.0 \times \left(\frac{3.04}{0.1 \times 26.0} \right)^{\frac{1}{3}} = 2.11\text{m}$$

南堤镇压平台护面厚度计算：

$$C=1.35, Q=0.147\text{t}, \gamma_b=26.0\text{kN/m}^3, n = 1.0$$

$$t = 1.0 \times 1.35 \times \left(\frac{0.147}{0.1 \times 26.0} \right)^{\frac{1}{3}} = 0.518m$$

南堤抛填二层块体的护面厚度计算：

$$C=1.00, Q=1.73t, \gamma_b=26.0kN/m^3, n = 2.0$$

$$t = 2.0 \times 1.0 \times \left(\frac{1.73}{0.1 \times 26.0} \right)^{\frac{1}{3}} = 1.74m$$

由上述计算过程得到西堤缓坡镇压平台护坡块体的厚度和抛填二层块体的厚度，分别为 0.71m 和 2.11m；南堤缓坡镇压平台护坡块体的护面厚度和抛填二层块体的护面厚度分别为 0.518m 和 1.74m。

2.2.7. 海堤沉降量计算

(1) 计算方法

软土地基的海堤的总沉降量 S 是由瞬时沉降 S_d 、次固结沉降 S_s 和主固结沉降 S_c 组成。根据《海堤工程设计规范》中海堤沉降量计算公式如下：

$$S = m \sum_{i=1}^n \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i \quad (3.16)$$

式中： S —— 最终沉降量，mm；

n —— 计算分层的土层数；

e_{1i} —— 第 i 土层的初始孔隙比；

e_{2i} —— 第 i 土层在平均自重应力和平均附加应力作用下的孔隙比；

h_i —— 第 i 土层的厚度，mm；

m —— 沉降系数，对软土地基 $m=1.3 \sim 1.6$ ，考虑本工程的土层主要为淤泥，取 1.60；

(2) 计算参数

沉降量计算水位：北堤为-1.99m，东堤为-1.95m。计算水位以下土的重度取浮重度。当某个土层的附加应力与自重应力的比值小于 0.2 时，不再计算下面的土层沉降量。 $e-p$ 曲线图设计资料已给出，加下图堤身土石重度取 $17.5kN/m^3$ ，浮重度为 $11.0kN/m^3$ 。

用北京力理正软件分别计算西堤和南堤的总沉降量，得出，西堤和南堤的最大沉降量分别为 0.790m 和 0.699m。安装了竖向塑料排水板后，西堤和南堤的沉降量计算表见表 3.19～表 3.20。

西堤坝横断面各点的最终沉降(中线为原点)。

表3.20 西堤断面各点沉降量

坐标(m)	当时沉降(m)	两点间沉降差(m)	与堤坝中心沉降差(m)
-131.023	-0.000	0.000	0.790
-121.664	0.000	0.000	0.790
-112.305	-0.000	-0.000	0.790
-102.946	0.000	0.000	0.790
-93.588	0.024	0.024	0.767
-84.229	0.235	0.212	0.555
-74.870	0.436	0.200	0.354
-65.511	0.523	0.087	0.267
-56.153	0.565	0.042	0.225
-46.794	0.625	0.060	0.165
-37.435	0.767	0.142	0.023
-28.076	0.897	0.130	-0.107
-18.718	0.904	0.007	-0.114
-9.359	0.832	-0.073	-0.041
-0.000	0.790	-0.041	0.000
9.359	0.761	-0.029	0.029
18.717	0.733	-0.029	0.058
28.076	0.703	-0.030	0.087
37.435	0.672	-0.031	0.118
46.794	0.640	-0.033	0.151
56.152	0.604	-0.035	0.186

65.511	0.564	-0.041	0.227
74.870	0.513	-0.050	0.277
84.229	0.343	-0.170	0.447
93.587	0.056	-0.288	0.735
102.946	0.000	-0.056	0.790
112.305	0.000	-0.000	0.790
121.664	-0.000	-0.000	0.790
131.022	0.000	0.000	0.790

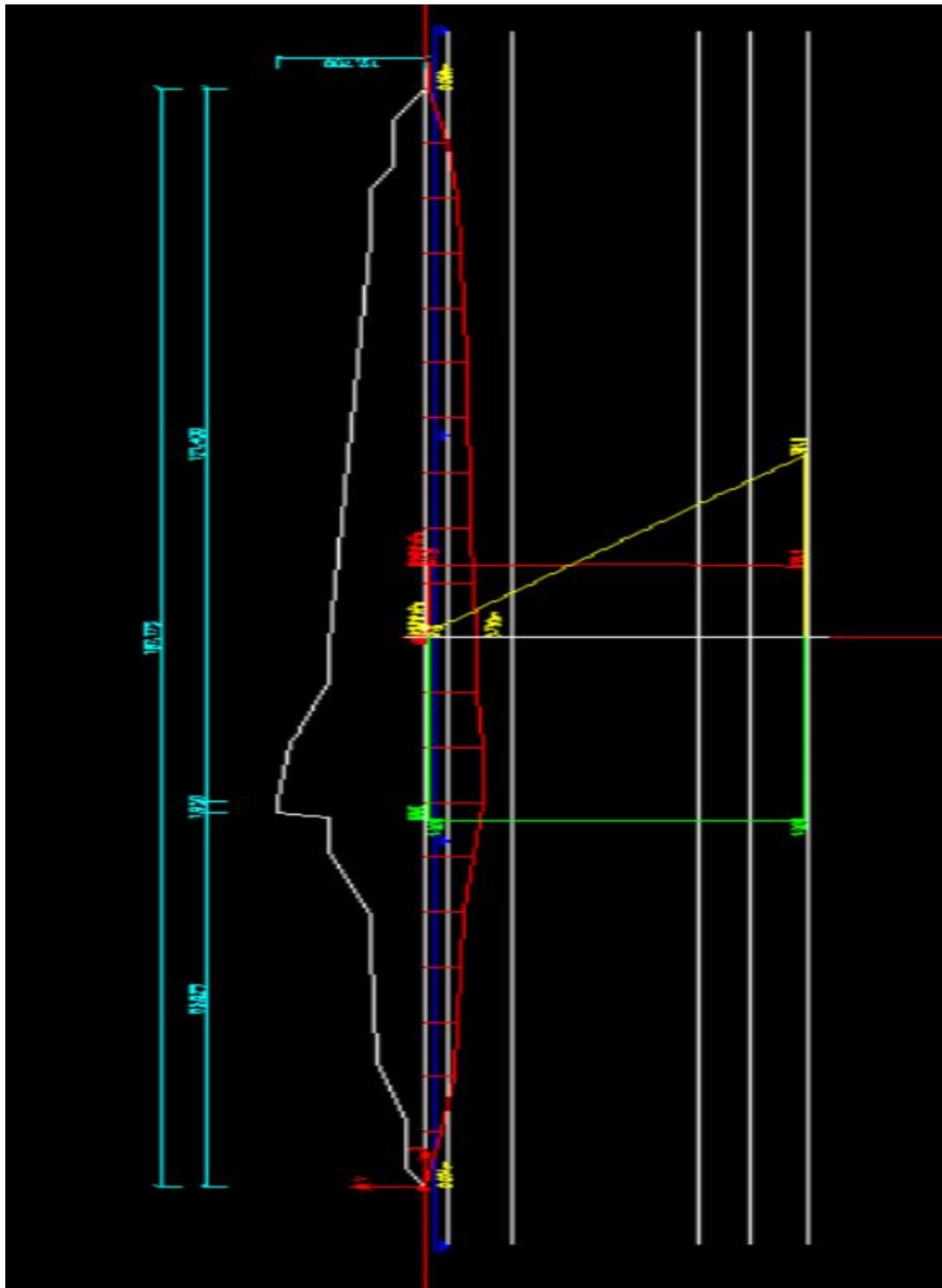


图 3.8 西堤沉降曲线图

表 3.21 西堤总沉降计算

基准期开始时刻	最后一级加载(堤坝施工)结束时刻
堤坝的实际计算高度(m)	12.700
堤坝竣工时的地基沉降(m)	0.711

堤坝竣工后,基准期内的残余沉降(m)	0.026
基准期结束时,地基沉降(m)	0.737
最终地基总沉降(m)	0.790

南堤坝横断面各点的最终沉降(中线为原点)

表3.22 南堤断面各点沉降量

坐标(m)	当时沉降(m)	两点间沉降差(m)	与堤坝中心沉降差(m)
-133.445	0.000	0.000	0.699
-123.913	0.000	0.000	0.699
-114.381	0.000	0.000	0.699
-104.849	0.000	0.000	0.699
-95.317	0.000	0.000	0.699
-85.786	0.010	0.010	0.689
-76.254	0.212	0.203	0.486
-66.722	0.324	0.112	0.374
-57.190	0.388	0.064	0.311
-47.659	0.438	0.050	0.261
-38.127	0.603	0.165	0.096
-28.595	0.798	0.196	-0.100
-19.063	0.828	0.029	-0.129
-9.532	0.723	-0.105	-0.024
0.000	0.699	-0.024	0.000
9.532	0.675	-0.024	0.024
19.064	0.643	-0.032	0.055
28.595	0.609	-0.035	0.090
38.127	0.571	-0.038	0.128
47.659	0.530	-0.041	0.169
57.191	0.484	-0.046	0.214

66.722	0.433	-0.052	0.266
76.254	0.351	-0.082	0.348
85.786	0.118	-0.232	0.580
95.318	0.000	-0.118	0.699
104.849	0.000	-0.000	0.699
114.381	0.000	0.000	0.699
123.913	0.000	0.000	0.699
133.445	0.000	0.000	0.699

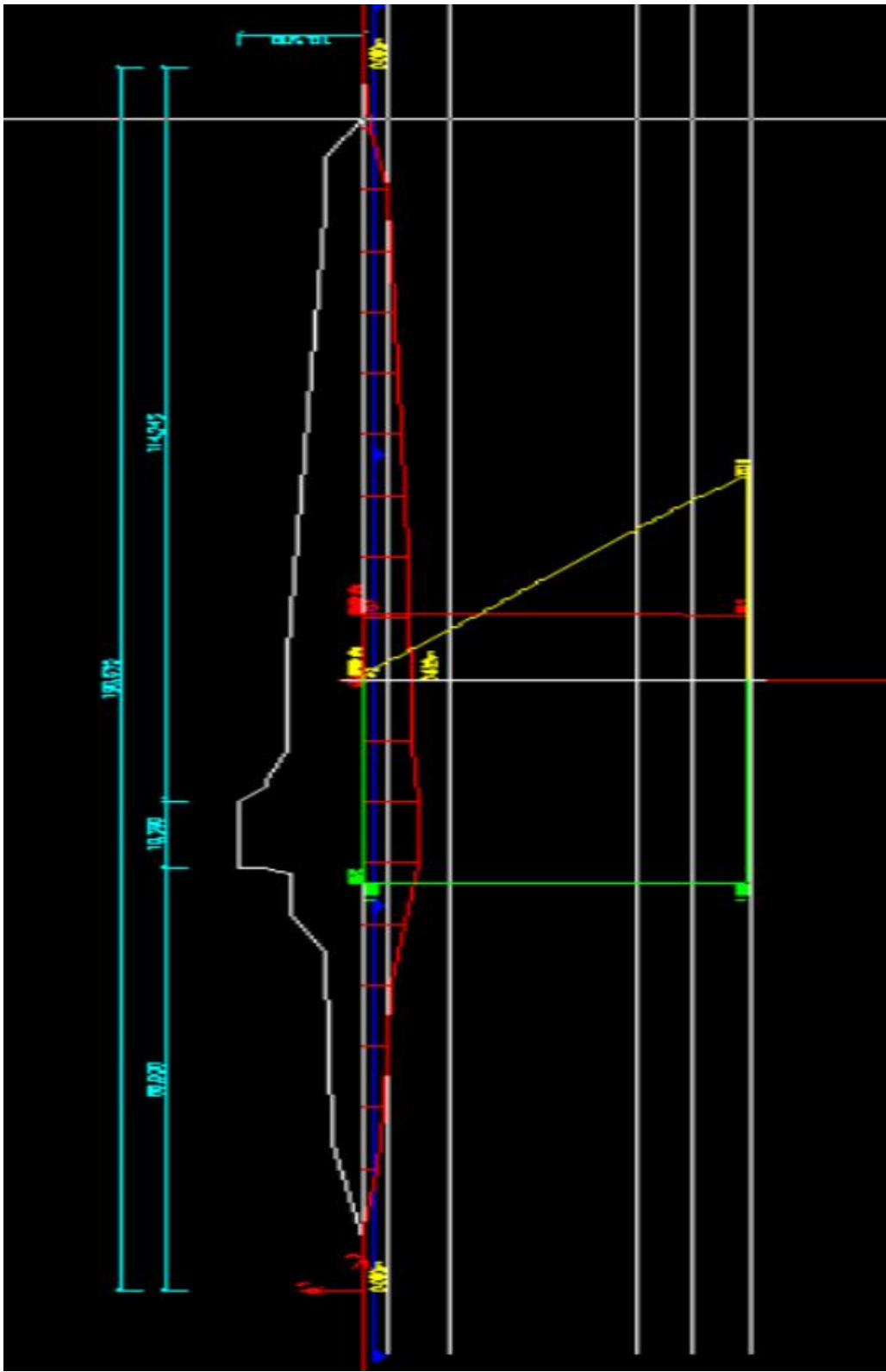


图 3.9 南堤沉降曲线图

表 3.23 南堤总沉降计算

基准期开始时刻	最后一级加载(堤坝施工)结束时刻
堤坝的实际计算高度(m)	10.500
堤坝竣工时,地基沉降(m)	0.627
堤坝竣工后,基准期内的残余沉降(m)	0.023
基准期结束时,地基沉降(m)	0.650
最终地基总沉降 (m)	0.699

2.2.8. 海堤的防渗计算

为保持海堤渗透稳定性，应满足以下公式：

$$L \geq C\Delta h; \quad y \geq k \frac{\gamma \Delta H}{\gamma_b} \quad (3.17)$$

式中： L ——海堤的宽度， m；

C ——渗径系数；

Δh ——海堤两次的最高水头差， m；

y ——验算点到土体表面的最短距离， m；

k ——安全系数， 取为 1.20；

γ ——水的重度， kN/m^3 ；

γ_b ——土的重度， kN/m^3 ；

ΔH ——作用水头， m；

北堤： $L = 188.05\text{m}$ $C = 8.0$ $\Delta h = 5.94\text{m}$

$y = 3.11\text{m}$ $\Delta H = 4.94\text{m}$ $\gamma = 9.81$ $\gamma_b = 22.0\text{kN/m}^3$

$$C \times \Delta h = 8.0 \times 5.94 = 47.52\text{m}, \quad k \frac{\gamma \Delta H}{\gamma_b} = 1.20 \times \frac{9.81 \times 4.94}{22.0} = 2.64\text{m}$$

所以南堤满足防渗要求。

东堤： $L = 184.03\text{m}$ $C = 8.0$ $\Delta h = 5.22\text{m}$

$y = 2.77\text{m}$ $\Delta H = 4.22\text{m}$ $\gamma = 9.81$ $\gamma_b = 22.0\text{kN/m}^3$

$$C \times \Delta h = 8.0 \times 5.22 = 41.76\text{m}, \quad k \frac{\gamma \Delta H}{\gamma_b} = 1.20 \times \frac{9.81 \times 4.22}{22.0} = 2.26\text{m}$$

所以西堤满足防渗要求。

2.2.9. 海堤挡墙的稳定性计算

2.2.9.1. 挡墙及防浪胸墙的设计

在海堤临海侧消浪平台上设置挡墙，作为组合式海堤的上部结构。东堤和北堤的挡墙如下图所示，挡墙的外坡的坡度为 1: 0.4，内坡的坡度为 1: 0.2。挡墙的主体采用灌砌块石混凝土，表面采用 40cm 的条石护面。在挡墙上部设置防浪墙，防浪墙采用钢筋混凝土构成。将防浪墙与挡墙浇筑成整体。南堤的挡墙的净高为 4.00m, 底部宽度为 3.00m, 防浪墙的顶宽度为 0.50m。西堤的挡墙的净高为 4.50m, 底部宽度为 3.75m。北堤防浪墙的顶宽度为 0.75m。防浪墙的底部埋深均为 0.50m。

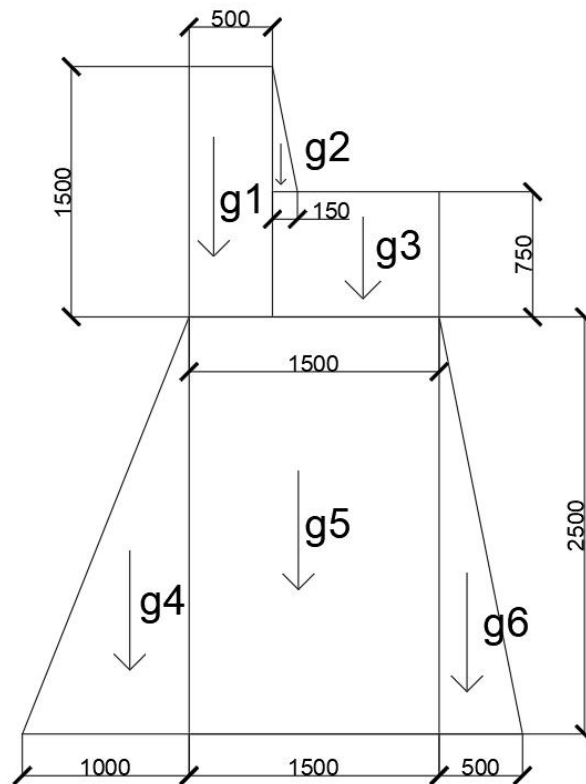


图 3.10 西堤挡墙断面图

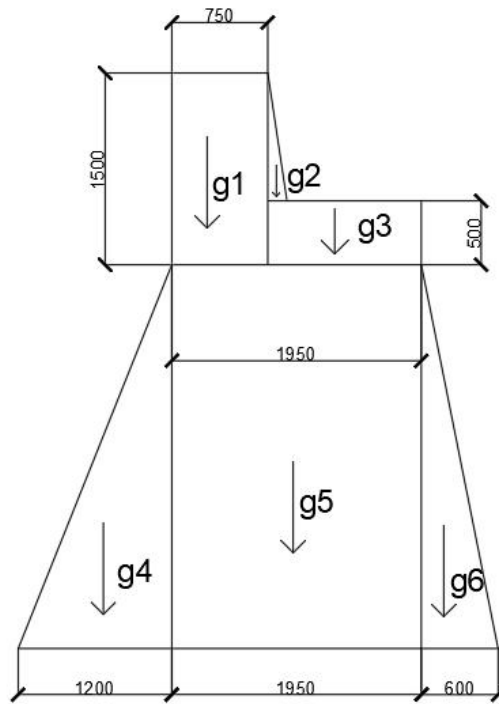


图 3.11 南堤挡墙断面图

2.2.9.2. 挡墙的作用力计算

(1) 挡墙重力计算

上部防浪胸墙为钢筋混凝土结构，取重度为 24.0kN/m^3 。挡墙主体部分为灌砌混凝土，取重度为 23.0kN/m^3 。计算单位宽度内的挡墙自重，计算过程如下：

$$G_1 = 0.50 \times 1.50 \times 24.0 \times 1 = 18\text{kN}$$

$$G_2 = 0.5 \times 0.15 \times 1.0 \times 24.0 \times 1 = 1.8\text{kN}$$

$$G_3 = 0.75 \times 1 \times 24.0 \times 1 = 18\text{kN}$$

$$G_4 = 0.5 \times 2.5 \times 1 \times 23.0 \times 1 = 28.75\text{kN}$$

$$G_5 = 1.5 \times 2.5 \times 23.0 \times 1 = 86.25\text{kN}$$

$$G_6 = 0.50 \times 2.5 \times 0.5 \times 23.0 \times 1 = 14.375\text{kN}$$

$$G = G_1 + G_2 + G_3 + G_4 + G_5 + G_6 = 167.175\text{kN}$$

南堤挡土墙的单位宽度上的重力为 167.175kN ，西堤挡土墙的单位宽度上的重力为 146.255kN 。

(2) 墙前波浪作用力计算

对于上部为挡墙的混合式海堤，不考虑波压力和浮托力，挡墙受力按以下示意图计算：

平均波压力计算：

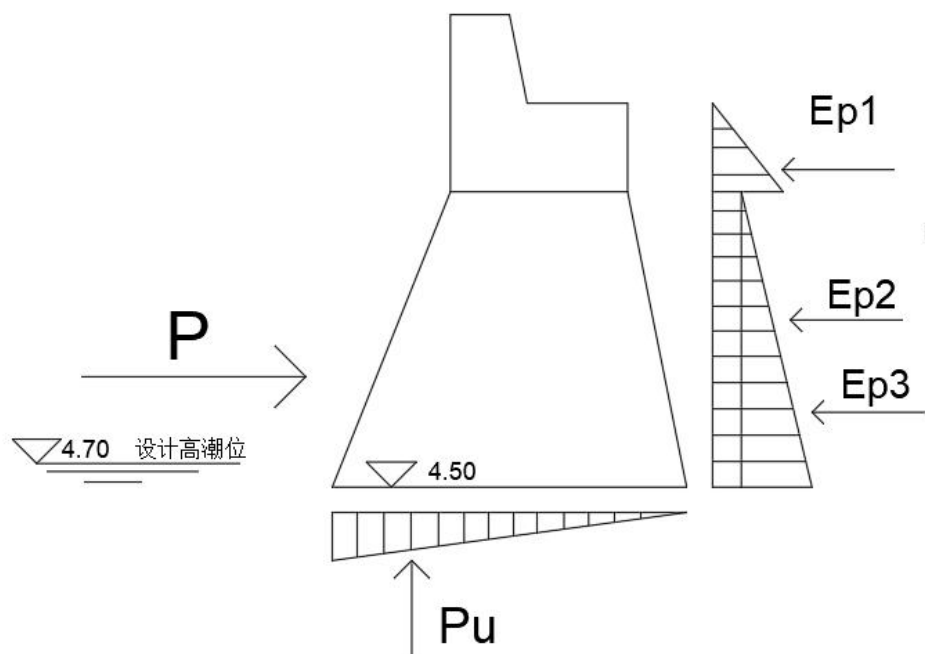


图 3.12 设计高潮位时南堤挡墙受到的作用力

南堤挡墙受到的波浪作用力如图 3.12 所示。

西堤挡墙作用力，根据《海堤工程设计规范》，计算公式如下：

$$\bar{p} = 0.24\gamma HK_p \quad (3.18)$$

式中： γ ——海水的重度，取为 10.25kN/m^3 ；

H ——为累计频率为 1% 的波高；

K_p ——与无因次系数 ξ 和波坦 L/H 有关的平均压强系数；

无因次系数 ξ 、 ξ_0 可按式计算

$$\xi = \left(\frac{d_1}{d} \right) \left(\frac{d}{H} \right)^{2\pi H/L}$$

$$\xi_b = 3.29 \left(\frac{H}{L} + 0.043 \right)$$

式中: d_1 ——墙前水深, 墙底面在静水面以上取负值。西堤 $d_1=0.2\text{m}$ 南堤

$$d_2=0.2\text{m};$$

H ——为累计频率为 1% 的波高, 西堤 $H_{1\%}=4.74\text{m}$, 南堤 $H_{1\%}=4.11\text{m}$;

d ——堤前水深, 西堤 $d = 3.4 \text{ m}$, 南堤 $d = 5.9 \text{ m}$;

L ——设计波长, 西堤 $L=58.32\text{m}$, 南堤 $L=73.09\text{m}$;

利用上述公式计算东堤挡墙和北堤挡墙的 ξ 、 ξ_b , 过程如下:

$$\xi = \left(\frac{0.2}{3.4} \right) \left(\frac{3.4}{4.74} \right)^{\frac{2\pi \cdot 4.74}{58.32}} = 0.0496$$

$$\xi_b = 3.29 \left(\frac{4.74}{58.32} + 0.043 \right) = 0.4089$$

西堤的无因次系数 ξ 、 ξ_b 分别为 0.0496、0.4089。同理, 南堤的无因次系数 ξ 、 ξ_b 分别为 0.0385、0.3264。查《海堤工程设计规范》得, 西堤的 K_p 、 K_z 分别为 5.25、1.85。南堤的 K_p 、 K_z 分别为 6.05、1.65。

则西堤和南堤的波压力强度计算如下:

$$\text{西堤: } p = 0.24 \times 10.25 \times 4.74 \times 6.05 = 70.545$$

$$\text{南堤: } p = 0.24 \times 10.25 \times 4.11 \times 1.85 = 18.7$$

西堤的波压力强度为 70.545kN, 南堤波压力强度为 18.7KN。

根据 《海堤工程设计规范》, 波压力分布高度计算公式如下:

$$d_1 + Z = H \text{th} \left(\frac{2\pi d}{L} \right) K_z \quad (3.19)$$

式中: d_1 ——墙前水深, 墙底面在静水面以上取负值。西堤 $d_1=0.20\text{m}$ 南

$$\text{堤 } d_1=0.20\text{m};$$

H ——为累计频率 1% 的波高, 西堤 $H_{1\%} = 4.74\text{m}$, 南堤 $H_{1\%} = 4.11\text{m}$;

d ——堤前水深, 西堤 $d = 3.4\text{m}$, 南堤 $d = 5.9\text{m}$;

L ——设计波长, 西堤 $L = 58.32\text{m}$, 南堤 $L = 73.09\text{m}$;

K_z ——与无因次系数 ξ 和波坦 L/H 有关的波压力高度作用系数;

Z ——防浪墙顶到静水面的竖直距离;

计算可得,西堤挡墙得 K_z 为 1.85,南堤挡墙的 K_z 为 1.65。西堤的波压力分布高度为 3.076m,南堤为 3.172m。计算过程如下:

$$d_1 + Z = 4.74 \times th\left(\frac{2 \times \pi \times 3.4}{58.32}\right) \times 1.85 = 3.076\text{m}$$

$$d_1 + Z = 4.11 \times th\left(\frac{2 \times \pi \times 5.9}{73.09}\right) \times 1.65 = 3.172\text{m}$$

单位长度墙上的波浪力计算公式如下:

$$p = \bar{p}(d_1 + Z) \quad (3.20)$$

计算得到西堤的单位长度上的波浪力为 240.0801kN,南堤的单位长度上的波浪力为 181.1604kN。计算过程如下:

$$\text{西堤: } p = 70.545 \times 3.076 = 240.0801\text{kN}$$

$$\text{南堤: } p = 18.7 \times 3.172 = 181.1604\text{kN}$$

浮托力计算

由《海堤工程设计规范》得,公式如下:

$$P_u = \mu \frac{b \bar{p}}{2} \quad (3.21)$$

式中: μ ——波浪折减系数,取 0.7;

b ——挡墙底宽度,西堤为 4.56m,南堤为 3.60m;

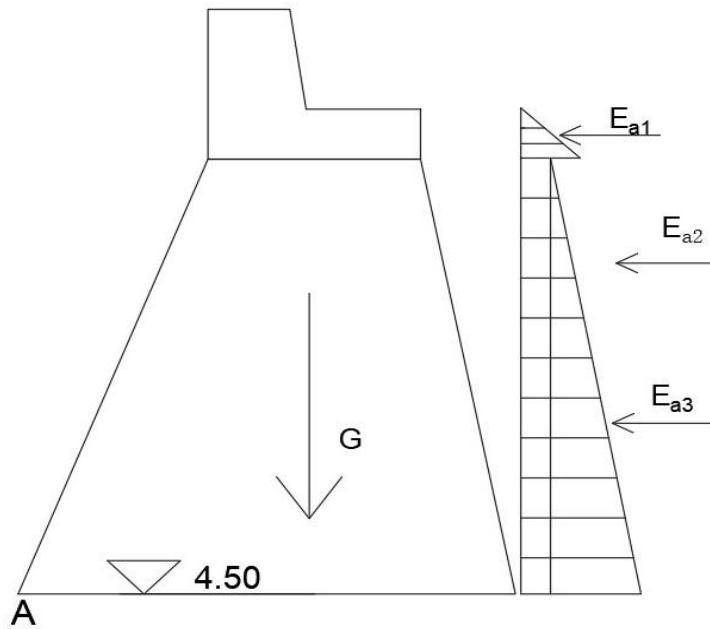
计算得到西堤的单位长度上的浮托力为 167.78kN,南堤的单位长度上的波浪力为 97.05kN。计算过程如下:

$$\text{西堤: } P_u = 0.70 \times \frac{4.56 \times 105.1232}{2} = 167.7766\text{kN}$$

$$\text{南堤: } P_u = 0.70 \times \frac{3.60 \times 77.0509}{2} = 97.0541\text{kN}$$

挡墙向岸侧的稳定计算时波浪作用力计算东堤挡墙受到的作用力如图 3.11 所示:

图 3.11 海堤挡墙收到的作用力



(3) 挡墙后的填土压力计算:

挡墙后的主动土压力计算:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.22)$$

式中: K_a ——朗肯理论中的主动土压力系数;

φ ——土的破碎角, 取 $\varphi = 40^\circ$;

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{40^\circ}{2} \right) = 0.3072$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cos(\varepsilon + \varphi_0) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \varphi_0) \sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \varphi_0) \cos(\varepsilon - \alpha)}} \right]} \quad (3.23)$$

式中: K_a ——库伦理论中的主动土压力系数;

φ ——土的破碎角, 取 $\varphi = 40^\circ$;

φ_0 ——墙背与填土的摩擦角, 取 $\varphi_0 = \varphi/3$;

α ——填土表面与水平面间的夹角, 取 $\alpha = 0^\circ$;

ε ——填土表面与水平面间的夹角, $\varepsilon = 11.31^\circ$;

$$\begin{aligned} K_a &= \frac{\cos^2(40^\circ - 11.31^\circ)}{\cos^2 11.31^\circ \cos(11.31^\circ + 13.3^\circ) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(40^\circ + 11^\circ) \sin(40^\circ - 0^\circ)}{\cos(11.31^\circ + 13.3^\circ) \cos(11.31^\circ - 0^\circ)}} \right]} \\ &= 0.1203 \end{aligned}$$

利用式 3.2.27 计算得到，主动土压力系数 $K_{a1} = 0.3072$ 。利用式 3.2.28 计算得到，主动土压力系数 $K_{a2} = 0.1203$ 。

因此，挡墙墙后的主动土压力可以计算如下：

$$E_{a1} = \frac{1}{2}\gamma_1 H_1^2 K_{a1} \quad (3.24)$$

$$E_{a2} = \gamma_1 H_1 H_2 K_{a2} \quad (3.25)$$

$$E_{a3} = \frac{1}{2}\gamma_2 H_2^2 K_{a2} \quad (3.26)$$

$$E_a = E_{a1} + E_{a2} + E_{a3} \quad (3.27)$$

由以上公式计算西堤挡土墙的墙后主动土压力， $H_1 = 0.50m$ ， $H_2 = 4.35m$ 。
北堤挡土墙： $H_1 = 0.50m$ ， $H_2 = 3.50m$ 。计算得到西堤挡土墙主动土压力和南堤挡土墙主动土压力分别为 26.8195kN 和 18.61993kN。

$$\begin{aligned} E_{a1} &= \frac{1}{2} \times 23.0 \times 0.50^2 \times 0.3072 = 0.8832\text{kN} \\ E_{a2} &= 23.0 \times 0.50 \times 4.35 \times 0.1203 = 6.0181\text{kN} \\ E_{a3} &= \frac{1}{2} \times 17.5 \times 4.35^2 \times 0.1203 = 19.9183\text{kN} \\ E_a &= 0.8832 + 6.0181 + 19.9183 = 26.8195\text{kN} \end{aligned}$$

挡墙后的被动土压力计算公式如下：

$$K_p = tg^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (3.28)$$

式中： K_p ——朗肯理论中的被动土压力系数；

φ ——土的破碎角，取 $\varphi = 40^\circ$ ；

$$K_a = tg^2 \left(45^\circ + \frac{40^\circ}{2} \right) = 3.2544$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \varepsilon)}{\cos^2 \varepsilon \cos(\varepsilon - \varphi_0) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \varphi_0) \sin(\varphi + \alpha)}{\cos(\varepsilon - \varphi_0) \cos(\varepsilon - \alpha)}} \right]} \quad (3.29)$$

式中： K_p ——库伦理论中的主动土压力系数；

φ ——土的破碎角，取 $\varphi = 40^\circ$ ；

φ_0 ——墙背与填土的摩擦角，取 $\varphi_0 = \varphi/3$ ；

α ——填土表面与水平面间的夹角，取 $\alpha = 0^\circ$ ；

ε ——填土表面与水平面间的夹角, $\varepsilon = 11.31^\circ$

$$K_p = \frac{\cos^2(40^\circ + 11.31^\circ)}{\cos^2 11.31^\circ \cos(11.31^\circ - 13.3^\circ) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(40^\circ + 11^\circ) \sin(40^\circ - 0^\circ)}{\cos(11.31^\circ - 13.3^\circ) \cos(11.31^\circ - 0^\circ)}} \right]} = 1.0423$$

利用式 3.2.33 计算得到, 被动土压力系数 $K_{p1} = 3.2544$ 。利用式 3.2.34 计算得到, 主动土压力系数 $K_{p2} = 1.0423$ 。

因此, 挡墙墙后的主动土压力可以计算如下:

$$E_{p1} = \frac{1}{2} \gamma_1 H_1^2 K_{p1} \quad (3.30)$$

$$E_{p2} = \gamma_1 H_1 H_2 K_{p2} \quad (3.31)$$

$$E_{p3} = \frac{1}{2} \gamma_2 H_2^2 K_{p2} \quad (3.32)$$

$$E_p = E_{p1} + E_{p2} + E_{p3} \quad (3.33)$$

根据以上公式计算西堤挡土墙墙后被动土压力: $H_1 = 0.50m$, $H_2 = 4.35m$ 。北堤挡土墙: $H_1 = 0.50m$, $H_2 = 3.50m$ 。计算得到西堤挡土墙被动被压力和南堤挡土墙被动压力分别为 234.073kN 和 163.0305kN。

$$E_{p1} = \frac{1}{2} \times 23.0 \times 0.50^2 \times 3.2544 = 9.3564 \text{ kN}$$

$$E_{p2} = 23.0 \times 0.50 \times 4.35 \times 1.0423 = 52.1412 \text{ kN}$$

$$E_{p3} = \frac{1}{2} \times 17.5 \times 4.35^2 \times 1.0423 = 172.5756 \text{ kN}$$

$$E_p = 9.3564 + 52.1412 + 172.5756 = 234.073 \text{ kN}$$

2.2.9.3. 挡墙的滑动稳定性计算

根据《浙江省海塘工程技术规定下册》, 应满足 K_c 大于 1.15:

$$K_c = \frac{f \cdot \sum W}{\sum P} \quad (3.34)$$

式中: K_c ——抗滑稳定安全系数;

$\sum P$ ——作用于墙上的全部水平力的总和 (kN);

$\sum W$ ——作用于墙上的全部垂直力的总和 (kN);

f ——挡墙底部与塘基之间的摩擦系数，取为 0.6。

(1) 挡墙向海侧的滑动稳定计算

西堤挡墙的向海侧滑动稳定计算如下：

$$\begin{aligned}\sum P &= E_a = 26.8195 \text{ kN} \\ \sum W &= G = 368.863 \text{ kN} \\ K_c &= \frac{0.60 \times 368.863}{26.8195} = 8.252\end{aligned}$$

满足稳定性要求。

南堤挡墙的向海侧滑动稳定计算如下：

$$\begin{aligned}\sum P &= E_a = 18.6199 \text{ kN} \\ \sum W &= G = 231.075 \text{ kN} \\ K_c &= \frac{0.60 \times 231.075}{18.6199} = 7.446\end{aligned}$$

满足稳定性要求。

(2) 挡墙向陆侧的滑动稳定计算

西堤挡墙的向陆侧滑动稳定计算如下：

$$\begin{aligned}\sum P &= P - E_p = 240.0801 - 234.073 = 6.0071 \text{ kN} \\ \sum W &= G - P_u = 368.863 - 167.7766 = 201.0862 \text{ kN} \\ K_c &= \frac{0.60 \times 201.0862}{6.0071} = 20.085\end{aligned}$$

满足稳定性要求。

南堤挡墙的向陆侧滑动稳定计算如下：

$$\begin{aligned}\sum P &= P - E_p = 181.1604 - 163.0305 = 18.1299 \text{ kN} \\ \sum W &= G - P_u = 231.075 - 97.0541 = 134.0209 \text{ kN} \\ K_c &= \frac{0.60 \times 134.0209}{18.1299} = 4.435\end{aligned}$$

满足稳定性要求。

2.2.9.4. 挡墙的倾覆稳定性计算

根据《浙江省海塘工程技术规定下册》，防护墙的抗倾稳定安全系数可以按下式计算， K_0 应大于 1.50。

$$K_0 = \frac{\sum M_V}{\sum M_H} \quad (3.35)$$

式中： K_0 ——抗倾稳定安全系数；

$\sum M_V$ ——抗倾覆力矩（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）；

$\sum M_H$ ——倾覆力矩（ $\text{kN} \cdot \text{m}$ ）；

（1）挡墙的向海侧倾复稳定性计算

由于低潮位时，挡墙受到的波压力和浮托力很小。因此挡墙的稳定力矩完全由墙后的主动土压力绕前趾（A）点产生的。

西堤挡墙的向海侧倾覆稳定计算如下：

$$\begin{aligned} \sum M_V &= 909.760 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \sum M_H &= 45.960 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ K_0 &= \frac{\sum M_V}{\sum M_H} = \frac{909.760}{45.960} = 19.795 \end{aligned}$$

满足稳定性要求。

南堤挡墙的向海侧倾覆稳定计算如下：

$$\begin{aligned} \sum M_V &= 452.647 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ \sum M_H &= 16.503 \text{ kN} \cdot \text{m} \\ K_0 &= \frac{\sum M_V}{\sum M_H} = \frac{452.647}{16.503} = 16.503 \end{aligned}$$

满足稳定性要求。

（2）挡墙的向陆侧倾复稳定性计算

挡墙的向陆侧倾覆稳定性计算示意图如下：

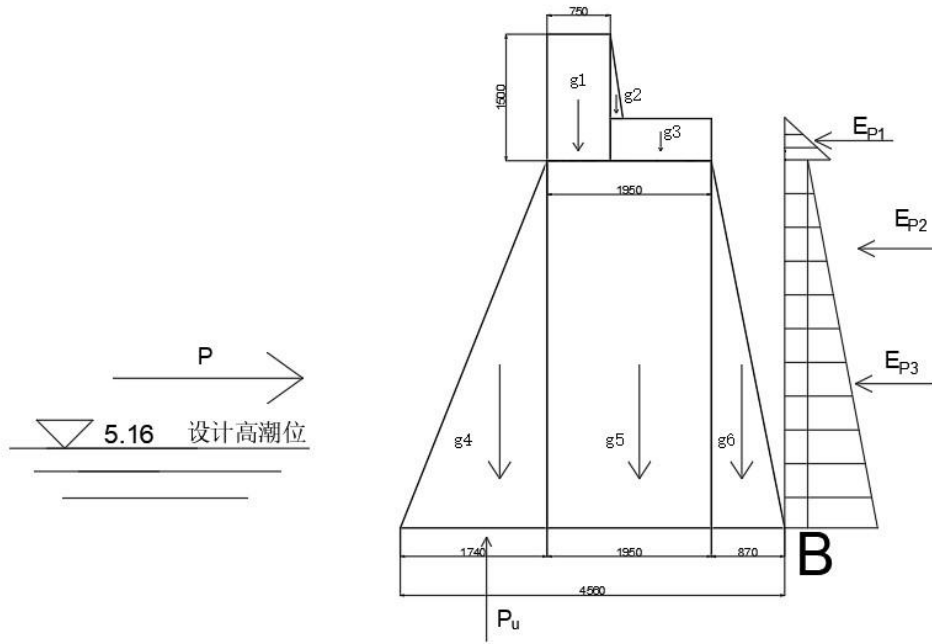


图 3.13 设计高潮位时西堤挡墙的抗倾稳定性计算 (mm)

表 3.24 西堤挡墙自重对后趾 B 点的稳定力矩计算表

	力臂 mm	自重 kN	稳定力矩 kN · m
G1	2445	27	66.015
G2	2020	1.8	3.636
G3	1472.76	14.4	21.207744
G4	3400	87.0435	295.9479
G5	1845.888	195.0975	360.1281341
G6	581.7748	43.52175	25.3198574
合计		368.86275	772.2546355

表 3.25 南堤挡墙自重对后趾 B 点的稳定力矩计算表

	力臂 mm	自重 kN	稳定力矩 kN · m
G1	1900	14.4	27.36
G2	1566.667	0.6	0.94
G3	1150	10.8	12.42
G4	2666.67	56.35	150.26
G5	1450	120.75	175.0875
G6	466.67	28.175	13.14

合计		231.075	379.22
----	--	---------	--------

表 3.26 西堤挡墙墙后被动土压力对后趾 B 点的稳定力矩计算表

	力臂 mm	被动土压力 kN	稳定力矩 kN · m
Ep1	4516.16	9.35	42.25
Ep2	2175	52.14	113.41
Ep3	1450	172.58	250.23
合计		234.07	405.9

表 3.27 南堤挡墙墙后被动土压力对后趾 B 点的稳定力矩计算表

	力臂 mm	被动土压力 kN	稳定力矩 kN · m
Ep1	3666.67	9.356	34.3
Ep2	1800	41.95	75.51
Ep3	1200	111.72	134.06
合计		163.03	243.89

表 3.28 西堤挡墙受到的倾覆力矩计算表

	力臂	力	稳定力矩
波浪力	1141.9	105.12	120.04
浮托力	3040	167.78	510.04
合计			630.08

表 3.29 南堤挡墙受到的倾覆力矩计算表

	力臂 mm	力 kN	稳定力矩 kN · m
波浪力	1175.6	77.05	90.58
浮托力	2400	97.05	232.93
合计			323.51

西堤挡墙的向陆侧倾覆稳定计算如下：

$$\begin{aligned}\sum M_V &= 772.255 + 405.901 = 1178.156 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \sum M_H &= 120.041 + 510.041 = 630.081 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ K_0 &= \frac{\sum M_V}{\sum M_H} = \frac{1178.156}{630.081} = 1.870\end{aligned}$$

南堤挡墙的向陆侧倾覆稳定计算如下：

$$\begin{aligned}\sum M_V &= 379.223 + 243.887 = 623.110 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ \sum M_H &= 90.581 + 232.930 = 323.511 \text{ kN}\cdot\text{m} \\ K_0 &= \frac{\sum M_V}{\sum M_H} = \frac{623.110}{323.511} = 1.926\end{aligned}$$

西堤挡墙和南堤挡墙的向陆侧倾覆稳定大于规范的 1.60，满足稳定性要求。

2.2.9.5. 挡墙抗倾、抗滑稳定计算成果表

西堤挡堤挡墙和南堤挡抗倾倾、抗滑稳定计算果见表3.30，经计算挡墙的稳定性满足规范要求。

表 3.30 挡墙抗倾、抗滑稳定计算成果表

计算位置	计算项目	向海侧	向陆侧	规范允许值
东堤	抗倾稳定	19.80	1.87	1.60
	抗滑稳定	8.25	20.09	1.15
北堤	抗倾稳定	16.50	1.93	1.60
	抗滑稳定	7.75	4.44	1.15

2.3. 水闸设计

2.3.1. 水闸的平面布置

为供围区的纳潮及排涝需要，本工程拟设置 6 个水闸，在西堤和南堤共建筑 3 个，分别布置在海堤波浪检测点上，即西堤 Q#闸、N#闸、L#闸，南堤 H#闸、J#闸、K#闸。

2.3.2. 水闸结构的布置型式

由于本工程需要布置的数量较多的水闸，供可选择的水闸方案也较多。选择以西 N#闸为典型闸作为本阶段的设计分析和比较。

表 3.31 水闸结构方案

	方案一	方案二	方案三
泄水孔	4 孔×10m	5 孔×16m	5 孔×16m
闸门型式	桁架式钢闸门	弧形钢闸门	桁架式钢闸门
布置方向	顺水流方向	顺水流方向	顺水流方向
船闸长度 (m)	22.0	52.0	28.0
闸底板厚度 (m)	1.5	1.5	1.5
闸墩厚度 (m)	2.5	4.0	4.0
变形缝间距 (m)	25	20	19
总宽度 (m)	101	100	95

由投资金额、当地地基强度、以及对波浪的承载能力的综合考虑，选择方案一作为本工程水闸施工方案。

2.3.3. 结构设计

在水闸上游设置消力池，下游设置由灌砌块石浆砌而成的海漫，闸底设置有 C80PHC 预应力管桩。

表 3.32 水闸结构设计

上游消力池底高程(m)	-2.7
上游消力池深度(m)	0.7
上游消力池长度(m)	24.0
下游消力池水深(m)	1.50
第一级消力池长度(m)	26.0
第二级消力池长度(m)	27.0
下游消力池底高程(m)	-3.50

2.4. 排水渠设计

2.4.1. 排水渠的平面布置

依据防洪防潮、新机场建设的需要，拟定排水渠的布置方案。在围区内布置 2 条排水渠，将造地区域分 3 个围区。排水渠两侧护岸采用隔堤式结构设计，两条隔堤采用全抛石断面的结构型式。

2.4.2. 堤顶高程的确定

排水渠两侧护岸按隔堤堤顶高程计算，选取 50 年一遇为标准，增加 0.5m 安全超高，拟采用顶部高程为 5.50m。

2.4.3. 排水渠护岸断面结构

表 3.33 排水渠断面结构设计

堤顶高程（m）	5.50
堤顶材料	自然石渣和 C20 砼护面的宽度为 8.00m 的道路
一级平台高程(m)	3.50
一级平台宽度(m)	6.0
二级平台高程(m)	0.50
二级平台宽度(m)	25.0
两级平台之间的坡度(m)	1： 1.5
涂面与二级平台之间坡度(m)	1： 2

2.4.4. 排水渠护岸断面结构

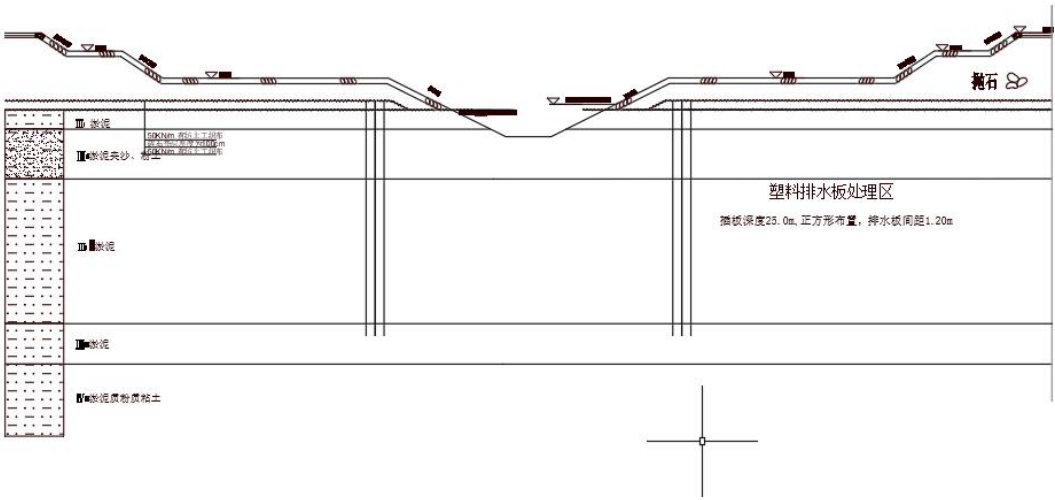


图 3.14 排水渠断面图

2.5. 龙口设计

2.5.1. 设计标准

本工程龙口度汛采用 20 年一遇标准，堵口度汛 10 年一遇高潮位和其典型潮型

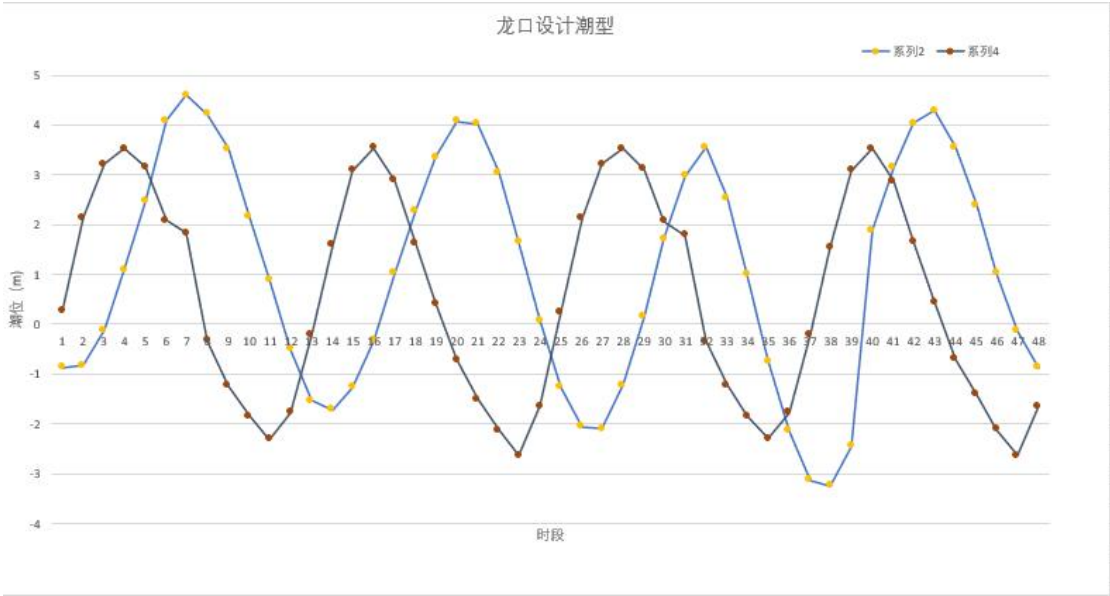


图 3.15 龙口设计潮型图

表 3.34 龙口设计潮型表

度汛潮型		堵口潮型	
时段 (h)	潮位 (m)	时段 (h)	潮位 (m)
1	-0.87	1	0.26
2	-0.83	2	2.14
3	-0.12	3	3.21
4	1.1	4	3.52
5	2.46	5	3.15
6	4.09	6	2.09
7	4.6	7	1.83
8	4.22	8	-0.33
9	3.53	9	-1.23
10	2.16	10	-1.85
11	0.89	11	-2.31
12	-0.5	12	-1.78
13	-1.53	13	-0.22
14	-1.71	14	1.59
15	-1.26	15	3.09
16	-0.33	16	3.54

17	1.02	17	2.89
18	2.28	18	1.62
19	3.35	19	0.42
20	4.08	20	-0.71
21	4.02	21	-1.51
22	3.04	22	-2.13
23	1.64	23	-2.64
24	0.08	24	-1.65
25	-1.27	25	0.24
26	-2.05	26	2.13
27	-2.1	27	3.22
28	-1.22	28	3.53
29	0.15	29	3.11
30	1.71	30	2.07
31	2.97	31	1.79
32	3.55	32	-0.34
33	2.53	33	-1.22
34	0.99	34	-1.84
35	-0.74	35	-2.3
36	-2.14	36	-1.77
37	-3.13	37	-0.21
38	-3.24	38	1.55
39	-2.45	39	3.08
40	1.88	40	3.53
41	3.14	41	2.87
42	4.03	42	1.66
43	4.29	43	0.44
44	3.55	44	-0.7
45	2.4	45	-1.41
46	1.02	46	-2.11
47	-0.13	47	-2.64
48	-0.87	48	-1.65

2.5.2. 龙口设计

由于工程所围的面积较大，将围区分成 4 块，布置 4 个龙口。计算结果如下：

表 3.35 围区水位库容曲线表

1#围区	水深 (m)	-3.5	-3.0	-2.0	-1.0	0.0	1.0
	库容 (万 m ³)	0.0	48.9	929.0	2720.1	4915.5	7235.5

	水深 (m)	2.0	3.0	4.0	5.0		
	库容 (万 m ³)	9559.5	11886.6	14215.1	16544.3		
2#围区	水深 (m)	-3.5	-3.0	-2.0	-1.0	0.0	1.0
	库容 (万 m ³)	0.1	53.5	837.8	2487.4	4516.9	6546.4
	水深 (m)	2.0	3.0	4.0	5.0		
	库容 (万 m ³)	8576.0	10605.5	12635.0	14664.6		
3#围区	水深 (m)	-3.5	-3.0	-2.0	-1.0	0.0	1.0
	库容 (万 m ³)	0.0	35.6	754.1	2478.1	5171.1	8484.5
	水深 (m)	2.0	3.0	4.0	5.0		
	库容 (万 m ³)	12679.4	17560.5	22441.7	27322.9		
4#围区	水深 (m)	-3.5	-3.0	-2.0	-1.0	0.0	1.0
	库容 (万 m ³)	0.0	19.3	340.9	1052.2	2181.1	3544.9
	水深 (m)	2.0	3.0	4.0	5.0		
	库容 (万 m ³)	4941.5	6338.2	7734.9	9131.5		

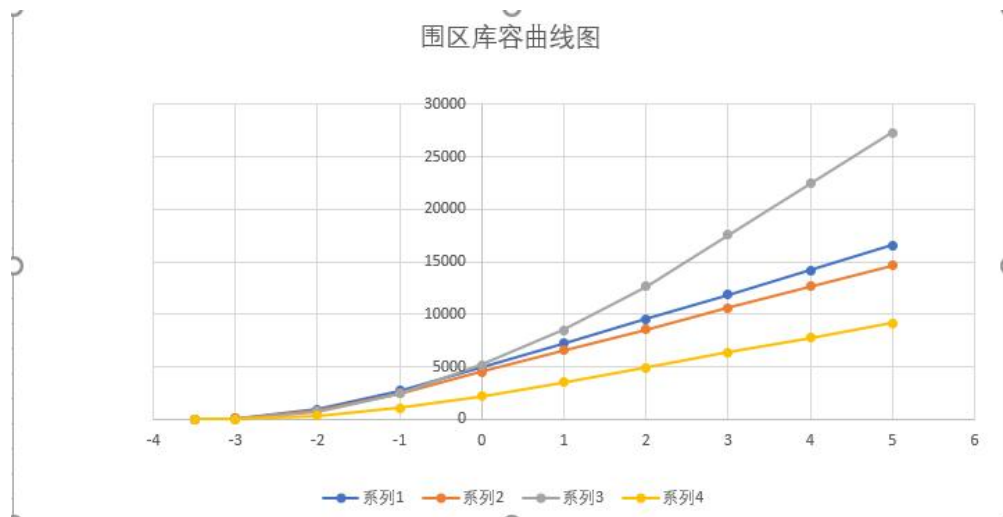


图 3.16 围区库容曲线图

(2) 龙口水力计算

根据《堤防工程设计规范》，由围区外设计潮位过程线推求围区内水位过程线，并进而推求涨落潮过程中各项龙口水力要素指标。

根据围据围区进出水量原理，按如下公式进理计算：

$$[\overline{Q_{\text{内}}} \pm (\overline{Q_{\text{闸}}} + \overline{Q_{\text{溢}}} + \overline{Q_{\text{渗}}})] \cdot \Delta t = V_2 - V_1 \quad (3.35)$$

式中: $\overline{Q_{\text{内}}}$ ——计算时段内陆域来水平均流量 (m^3/s);

$\overline{Q_{\text{闸}}}$ ——计算时段内水闸泄水平均流量 (m^3/s);

$\overline{Q_{\text{溢}}}$ ——计算时段内龙口溢流平均流量 (m^3/s);

$\overline{Q_{\text{渗}}}$ ——计算时段内堆石体渗流平均流量 (m^3/s);

Δt ——计算时段, 这里取3600s;

V_2 ——计算时段末围区库容 (m^3);

V_1 ——计算时段初围区库容 (m^3)。

$\overline{Q_{\text{溢}}}$ 可按式进行计算:

$$\overline{Q_{\text{溢}}} = 0.5 \times (Q_{\text{溢}1} + Q_{\text{溢}2})$$

(9-3)

式中: $\overline{Q_{\text{溢}}}$ ——时段初龙口溢流量 (m^3/s);

$\overline{Q_{\text{溢}}}$ ——时段末龙口溢流量 (m^3/s)。

当 $z < \frac{1}{3}H$ 时, 按下列公式进行计算:

$$Q_{\text{溢}} = \varepsilon B \phi \sqrt{2gz} (H - z)$$

(9-4)

式中: ε ——侧收缩系数;

ϕ ——流速系数;

B ——龙口口门宽度 (m);

H ——堆石体顶部上游水深 (m);

z ——上下游落差 (m)。

当 $z \geq \frac{1}{3}H$ 时，按下列公式进行计算：

$$Q_{\text{溢}} = \varepsilon m B \sqrt{2gH}^{1.5} \quad (3.36)$$

式中：m——流量系数，取为0.385，其他符号同前。

由此公式利用 Frotran 程序模拟不同龙口条件下的水力要素变化值，如以下
为龙口宽度 200m，底槛高程 2m 情况下的水力计算，和龙口宽度 200m，底槛高
程 1.5m 情况下的水力计算：

表 3.36 龙口宽 200m，底槛高程 2m 情况下龙口水力计算表

时刻	围区外潮位(m)	围区内水位(m)	龙口流速 (m/s)	单宽流量 (m³/s · m)
1	3.530	2.996	-2.95	-3.23
2	2.996	2.627	-2.38	-1.69
3	2.627	2.434	-1.89	-0.848
4	2.434	2.319	-1.57	-0.488
5	2.319	2.245	-1.35	-0.308
6	2.245	2.195	-1.18	-0.207
7	2.195	2.158	-1.05	-0.147
8	2.158	2.132	-0.953	-0.108
9	2.132	2.206	-0.870	-0.082
10	2.206	2.793	1.67	0.584
11	2.793	3.688	3.02	3.451
12	3.688	3.737	2.55	4.308
13	3.737	3.104	-3.09	-3.86
14	3.104	2.706	-2.51	-1.97
15	2.706	2.478	-2.01	-1.012
16	2.478	2.346	-1.65	-0.564
17	2.346	2.263	-1.40	-0.348
18	2.263	2.207	-1.22	-0.230

19	2.207	2.167	-1.08	-0.161
20	2.167	2.138	-0.980	-0.117
21	2.138	2.117	-0.891	-0.088
22	2.117	2.309	-0.818	-0.068
23	2.309	2.785	2.23	1.38

表 3.37 龙口宽 200m，底槛高程 4m 情况下龙口水力计算表

时刻	围区外潮位 (m)	围区内水位 (m)	龙口流速 (m/s)	单宽流量 (m ³ /s·m)
1	3.22	2.49	-3.14	-3.86
2	2.49	2.12	-2.38	-1.69
3	2.12	1.93	-1.89	-0.846
4	1.93	1.81	-1.57	-0.487
5	1.81	1.74	-1.35	-0.307
6	1.74	1.69	-1.18	-0.207
7	1.69	1.65	-1.05	-0.146
8	1.65	1.63	-0.958	-0.108
9	1.63	1.86	-0.869	-0.082
10	1.86	2.86	2.37	1.67
11	2.86	3.88	3.46	5.18
12	3.88	3.72	1.63	3.89
13	3.72	2.82	-3.05	-5.35
14	2.82	2.27	-2.74	-2.58
15	2.27	2.01	-2.10	-1.16
16	2.01	1.86	-1.71	-0.632
17	1.86	1.77	-1.45	-0.382
18	1.77	1.71	-1.26	-0.250
19	1.71	1.67	-1.11	-0.173

20	1.67	1.64	-1.00	-0.125
21	1.64	1.73	-0.909	-0.092
22	1.73	2.23	1.77	0.695

在涨潮流和落潮流两种情况下，通过对比各个水力要素最大值随龙口宽度及底槛高程的变化规律，来确定合龙方案。

表 3.38 龙口水力计算成果表（落潮， V_{\max} ）

口门宽度 底槛高程	50m	100m	150m	200m	250m
	V_{\max}	V_{\max}	V_{\max}	V_{\max}	V_{\max}
2m	3.17	2.13	2.55	2.95	3.13
3m	2.66	2.15	2.67	3.23	3.02
4m	2.21	2.56	2.01	3.46	2.45

表 3.39 龙口水力计算成果表（涨潮， V_{\max} ）

口门宽度 底槛高程	50m	100m	150m	200m	250m
	V_{\max}	V_{\max}	V_{\max}	V_{\max}	V_{\max}
2m	3.16	3.45	3.33	3.02	3.12
3m	3.33	2.67	2.62	3.11	2.99
4m	2.55	2.64	2.64	3.14	2.45

表 3.40 龙口水力计算成果表（落潮， q_{\max} ）

口门宽度 底槛高程	50m	100m	150m	200m	250m
	q_{\max}	q_{\max}	q_{\max}	q_{\max}	q_{\max}

2m	9.53	7.42	5.32	4.31	3.95
3m	7.42	5.24	4.25	3.68	3.12
4m	6.42	4.46	3.53	5.18	2.46

 表 3.41 龙口水力计算成果表（涨潮， q_{\max} ）

口门宽度 底槛高程	50m	100m	150m	200m	250m
	q_{\max}	q_{\max}	q_{\max}	q_{\max}	q_{\max}
2m	10.91	10.93	8.67	4.31	6.24
3m	8.66	9.12	7.29	6.64	5.54
4m	6.89	5.23	5.01	5.18	3.33

根据水力计算，确定东围堤的龙口宽度为 200m，龙口底槛高程为 2.0m。

2.5.3. 堵口设计

龙口合龙程序设计方案：

（1）首先采用自卸汽车运输石方，进行平堵作业，从东、西两个石料厂运石同时进占，平堵后口门宽 200m，底槛高程 2.0m。此时最大流速 $V_{\max}=3.02\text{ m/s}$ 。

（2）接下来通过自卸汽车运输石方从堤两侧抛填，进行立堵作业，将龙口口门宽度束窄为 100m，此时最大流速 $V_{\max}=3.45\text{ m/s}$ 。

（3）然后进行平堵作业，将龙口底槛高程抬高到 4.0m，此时龙口最大流速 $V_{\max}=2.64\text{ m/s}$ 。

（4）最后束窄口门至 50m，此时 $V_{\max}=2.64\text{ m/s}$ ，一口气实现合龙。截流成功后紧跟着开展土方闭气工作，采用桥式土方筑堤机从围区内涂面取土，分层填筑。

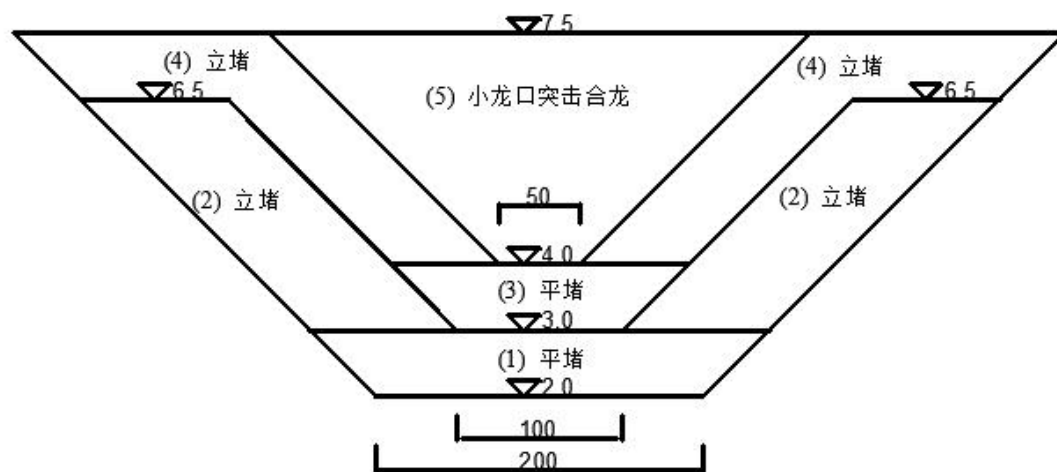


图 3.18 龙口合龙流程图

第三章 环境影响

3.1. 海堤的工程量计算

根据沉降计算分析，计算海堤和隔堤的工程量见下表 4.1~4.5。

表 4.1 西堤工程量

序号	项目	单位	工程量
1	堤身抛石	万 m ³	1469.25
2	灌砌块石护面	万 m ³	87.03
3	胸墙	万 m ³	4.76
4	闭气土方	万 m ³	1252.52
5	石渣垫层	万 m ³	124.26
6	C20 混凝土路面	万 m ³	21.73
7	大块石抛石护脚	万 m ³	435.33
8	C20 混凝土灌砌 块石挡墙	万 m ³	67.86
9	表面条石	万 m ³	3.86
10	抛填二层块体	万 m ³	77.29
11	块石安放	万 m ³	66.34
12	复合土工布	万 m ³	85.03
13	50kN/m 有纺土工 布	万 m ³	512.6
14	塑料排水插板	万 m ³	6435.14

表 4.2 南堤工程量

	项 目	单位	工程量
1	堤身抛石	万 m ³	1681.53
2	灌砌块石护面	万 m ³	96.52
3	胸墙	万 m ³	5.25
4	闭气土方	万 m ³	1301.10

5	石渣垫层	万 m ³	120.72
6	C20 砼路面	万 m ³	19.26
7	大块石抛石护脚	万 m ³	441.63
8	C20 砼灌砌块石 挡墙	万 m ³	59.21
9	表面条石	万 m ³	4.26
10	抛填二层块体	万 m ³	82.99
11	块石安放	万 m ³	54.37
12	扭王字块体	万 m ³	66.78
13	复合土工织布	万 m ³	167.96
14	50kN/m 有纺土 工织布	万 m ³	475.50
15	塑料排水插板	万 m ³	7532.66

表 4.3 1# 排水渠工程量

	项目	单位	工程量
1	堤身抛石	万 m ³	143.72
2	块石理砌	万 m ³	127.91
3	石渣垫层	万 m ³	1.32
4	C20 砼路面	万 m ³	1.82
5	复合土工织布	万 m ³	74.66
6	50kN/m 有纺土工织布	万 m ³	136.10
7	塑料排水插板	万 m ³	6.03

表 4.4 2# 排水渠工程量

	项目	单位	工程量
1	堤身抛石	万 m ³	152.88
2	块石理砌	万 m ³	131.27
3	石渣垫层	万 m ³	1.34
4	C20 砼路面	万 m ³	1.96

5	复合土工织布	万 m ³	75.78
6	50kN/m 有纺土工织布	万 m ³	140.16
7	塑料排水插板	万 m ³	6.11
6	50kN/m 有纺土工织布	万 m ³	134.16
7	塑料排水插板	万 m ³	6.01

第四章 环境影响

厦门大小嶝造地工程包括隔堤和海堤以及水闸等建筑物的施工建设,施工将影响附近海域的水文动力、泥沙冲淤变化和生态环境。环境影响分析是旨在通过分析产生污染物的原因,提出有效的环境保护和管理的具体措施。

4.1. 对当地的水文动力影响

厦门大小嶝造地工程实施后,会阻挡一部分晋江支流的流速流向,降低南安市南安的潮位,减小南安市南岸潮差,围垦工程实施后会抬升大嶝岛周围潮位,降低围垦区域内波浪,同时海堤建成后,波浪在海堤周围会形成一定淤积量。

4.2. 对海水水质的影响

据围区的用地规划,本工程围涂后的地域用来修建厦门新机场,机场的运作废水排放,可能会对周围的水质产生影响。

4.3. 施工污水对周围环境的影响

修筑堤坝和建造新机场所产生的生产废水,以及级场建成后的生活污水应妥善处理,只有经过处理后,并检测合格才可以进行排放。

参考文献

- [1] 严恺主编.《海岸工程》. 海洋出版社, 2002 年.
- [2] 严恺主编.《海港工程》. 海洋出版社, 1996 年.
- [3] 中国水利学会围涂开发专业委员会.《中国围海工程》. 中国水利水电出版社, 2000 年.
- [4] 交通部.《海港水文规范 JTS 145-2-2013》, 人民交通出版社, 2013.
- [5]. 交通部.《防波堤设计与施工规范 JTS 154-1-2011 》, 人民交通出版社, 2011.
- [6]. 钱家欢主编.《土力学》. 河海大学出版社, 1995 年.
- [7]. 邱大洪主编.《工程水文学》. 河海大学出版社, 1988 年.
- [8]. 浙江省水利厅.《浙江省海塘工程技术规定》. 1999 年.
- [9]. 福建省水利厅水电厅.《福建省围垦工程设计技术规程》. 1992 年.
- [10].《海堤工程设计规范 SL435-2008》, 中华人民共和国水利部, 2008 年.
- [11]. 国家技术监督局、建设部.《堤防工程设计规范 GB50286-2013》, 中国计划出版社, 2013 年.

致 谢

历经春夏两季，幸得童老师的殷切教导，我完成了围垦工程的毕业设计。这意味着难以忘怀的四年本科生活的结束，人生新的征途的开始。临行之际，忆似水之流年，感念师友的恩情。

值此完结之时，我尤为感谢我的毕业设计指导老师童朝锋老师。感激他在我毕业设计过程中给予的不厌其烦的谆谆教诲和事无巨细的关怀。正是因为童老师的孜孜不倦的辛勤付出，才使得我的毕业设计得以较为顺利的完成。在此，谨向童老师致以最为真挚的感激和敬仰之意。我还要感谢和我一起做毕业设计的过同学们，感谢他们在毕业设计时向我提供过的帮助和建议，愿他们前途似锦。