

里面的直立堤的极端高水位情况下的抗倾还是抗滑，我不太记得了，当时算的没满足，我改数了，你算的时候把尺寸啥的改改

烟台港防波堤工程 设计计算书

专业：港口航道与海岸工程

班级：08 级港航一班

姓名：杨涓淮

学号：0803010107

指导老师：陈国平 严士常

烟台港防波堤工程设计计算书

杨涓淮

(河海大学港口海岸与近海工程学院, 江苏 南京 210098)

摘 要

烟台港西港区烟台市西部，远离市区，邻近经济开发区，与辽东半岛对峙，并与日本、韩国和朝鲜隔海相望。位于东北亚国际经济圈的核心地带，是中国沿海南北大通道的重要枢纽和贯穿日韩至欧洲新欧亚大陆桥的重要节点。港区陆域广阔，水深、地质条件良好，为烟台港规划的核心港区，地处烟台开发区大季家东北海域。

本设计根据工程所在地的潮位、波浪等资料，结合工程建设目的，港区开展空间及经济性等要求，确定了总平面布置方案，断面形式及断面尺寸，再根据波浪情况、建筑材料及地基土性质，进行斜坡堤的胸墙、直立堤沿各水平缝、齿缝、墙底、基床底的抗倾和抗滑稳定性验算，并对防波堤断面的地基整体稳定性和地基土沉降量进行计算。

本设计根据不同水深选取三个代表断面，其中一个断面进行结构型式设计，两个断面进行护面设计。结构型式设计中选取直立堤、带胸墙的斜坡堤和不带胸墙的斜坡堤三种型式进行设计计算，护面设计中选取扭王字块体，扭工字块体，四角锥体、安放块石等型式进行设计计算，并根据经济和平安等因素进行方案的比选。

关键词：烟台港；斜坡堤；混凝土方块直立式防波堤；结构设计；护面设计；抗倾稳定性、抗滑稳定性、整体稳定性；地基沉降；方案比选

This program-designing of the breakwater in Yantai Port

YANG Yuhuai

(College of Harbour, Coastal and Offshore Engineering, Hohai University, Nanjing, Jiangsu, 210098, China)

Abstract

Yantai western port is located in the west of yantai , away from downtown, neighboring economic development zone , and the north adjacent to the Bohai Bay .It overlooks Liaodong Peninsula、Japan、Korea across the sea. Being one of the main pivotal ports of

China as well as an important coastal port open to the outside world, Yantai Port holds a key position in the nation's comprehensive transport network. The port has broad land, deep water, and good geological conditions. It turns into the central port. The Western Port of Yantai is situated in the west of the city proper, as well as beside the northeast sea of Dajijia Village in Yantai Economic & Technological Development Zone (YETDZ).

According to data such as tide height, wave in the project site and so on, combining with the purpose of the project, the development and economy of the port, etc, this design confirms the arrangement of the whole plane, the form and the size of the section of the breakwater. And then according to the situation of the wave, the construction materials and the nature of the soil under the breakwater, anti-sliding and anti-overturning stability along the wave wall, the bottom of the caisson, the anti-sliding stability, horizontal joint and zigzag joint, the foundation bed are checked. Furthermore, the overall stability of the structure and the sedimentation are introduced. Meanwhile, both the bearing capability of bedding and foundation are undertaken, the stability of the whole project, the sedimentation of the foundation are checked.

According to the different depth of water, we choose three of them as the representative section. And one of the section can be designed as both sloping breakwater and the vertical breakwater, with or without the parapet. Surface cover are designed in the other two sections. At last, we chose the best one of them as the final form, according to the economy and the safety.

Key words: Yantai Port; surface cover; sloping breakwater; vertical breakwater; anti-overturning stability、 anti-sliding stability、 the stability of the whole project; e sedimentation of the foundation; comparison and selection of the program

目录

第一章 绪论 6

1.1 烟台港、西港开展现状及问题 6

烟台港开展现状 6

烟台港存在的问题 6

西港区现状简述 7

1.2 自然条件 8

地理位置 8

气象 8

1.2.3 水文 10

1.2.4 泥沙运动 15

1.2.5 工程地质 16

1.2.6 地震 18

第二章 防波堤平面布置及波浪要素确实定 19

2.1 防波堤平面布置 19

2.1.1 布置原那么 19

2.1.2 拟定方案 19

2.2 波浪要素确实定 20

2.2.1 设计波高、波长确实定 20

2.2.2 设计波浪的标准确定 21

第三章 带胸墙的斜坡式防波堤设计 22

3.1 断面尺寸 22

3.1.1 设计条件 22

3.1.2 断面尺寸的计算 22

3.2 胸墙稳定性计算 26

3.2.1 作用力及其标准值的计算 26

3.3 地基稳定性验算 36

计算步骤 36

3.3.2 持久状况: 38

3.3.3 短暂状况: 40

偶然状况 40

3.4 地基沉降计算 44

3.4.1 地基沉降计算的根本原理 44

3.4.2 基底附加应力的求解 45

3.4.3 沉降量计算 45

第四章 不带胸墙的斜坡式防波堤设计 50

4.1 断面尺寸 50

4.1.1 设计条件 50

4.1.2 断面尺寸的计算 50

4.2 地基稳定性的计算 54

4.2.1 持久状况 54

短暂状况: 56

4.2.3 偶然状况: 56

4.3 地基沉降计算 60

4.3.1 沉降量计算 60

第五章 直立式防波堤结构设计 64

5.1 断面尺寸 64

5.1.1 设计条件 64

5.1.2 断面尺寸的计算 64

5.2 直立堤的计算 65

5.2.1 堤前波态确实定 65

5.2.2 直立式防波堤的抗倾抗滑稳定性计算 65

5.2.3 沿基床底面的抗滑稳定性计算 97

5.2.4 基床承载力 99

5.2.5 护底块石的稳定重量 102

5.3 直立堤地基稳定性计算 103

5.3.1 持久状况 103

短暂状况：106

5.3.3 偶然状况：106

5.4 直立堤沉降计算 109

第六章 护面型式设计 114

6.1 堤前水位高程-15m（堤头）：114

6.2 堤前水位高程-12m：115

6.3 护面型式比拟：117

第七章 工程量的计算 118

第八章 结构方案比选 119

第九章 环境影响评估 120

第一章 绪论

1.1 烟台港、西港开展现状及问题

烟台港开展现状

烟台港是我国水路运输的主枢纽港和国内沿海的重要开放港口，目前已与世界上70多个国家和地区的100多个港口直接通航。烟台港主要由芝罘湾港区、龙口港区、蓬莱东港区和莱州、栾家口、海阳、牟平等10个港区组成。截至2005年底，全港共有生产性泊位136个，其中万吨级以上泊位37个，年综合吞吐能力为4955万吨，集装箱通过能力32万TEU。主要港区泊位情况见表2-1-1。

主要港区泊位表 表2-1-1

港区名称	泊位数量		通过能力				主要功能
	合计	其中： 深水	货物 (万吨)	集装箱 (万TEU)	汽车 (万辆)	旅客 (万人)	
总计	136	37	4955	32	129.7	658.9	
芝罘湾港区	45	22	1989	24	73.3	254.2	综合性港口
龙口港区	36	10	1721	8	10	50	综合性港口
蓬莱东港区	6	1	310		20	50	滚装、杂货
莱州港区	9	1	375		3	10	液体散货、散杂
栾家口港区	8	3	248				散杂、原油
蓬莱西港区	8		110		11	120	客滚
长岛港区	6		70		10	150	滚装、杂货
牟平港区	3		70				液体化工、建材
海阳港区	3		10				建材、散杂
陆岛交通码头	12		52		2.4	24.7	陆岛交通

2005年烟台港全港完成吞吐量7111万吨，集装箱吞吐量69.3万TEU，居山东省沿海港口第三位。芝罘湾、龙口、蓬莱东是烟台港规模较大的三个港区，2005年三港区集中了全港吞吐量的87.4%，其中芝罘湾港区是全港的主体，占吞吐量的55%。

烟台港存在的问题

1、根底设施能力滞后，大型专业化码头尤为缺乏

由于码头建设相对滞后，烟台港在吞吐量快速增长的同时，能力缺乏的现象日益显著，2005年烟台港总体能力缺口实际到达2500万吨，其中芝罘湾港区缺口1400万吨。大型专业化码头尤为缺乏，全港3万吨级以上泊位只有6个，缺乏总泊位的5%，70%泊位为5000吨级以下，无法适应集装箱、铁矿石、油品、煤炭等货类的快速增长，其中集装箱通过能力尤其紧张，2005年仅为32万TEU，实际完成吞吐量接近70万TEU，超负荷120%。根底设施缺乏严重影响了港口运行效率，加剧了港口运输的紧张局面。

2、港口功能比拟单一

目前，烟台港除装卸、堆存、仓储等传统功能外，物流、加工、保税、金融等效劳尚不完善，港口功能仍较单一。受陆域空间所限，芝罘湾等港区缺乏综合物流及临港工业用地，使港口不具备吸引大宗物资中转和大型临港工业开展的优势条件，制约了港口功能的拓展。

3、港区开展空间受限

芝罘湾港区是烟台港的主要港区之一，由于开发时间较早，目前芝罘湾沿岸13.5km岸线根本开发完毕，且北部岸线目前为造船厂、渔业公司等单位占用，今后通过填海等工程虽可增加少局部岸线，但港区总规模已根本饱和。此外，随着城市向沿海地带的扩张，城市对港区已形成围抱的格局，港口作业产生的粉尘污染对城市生活影响较大，集疏运通道与城市道路相互交织，货运车辆对城市交通也形成了很大的压力，因此迫切需要对老港区原有功能进行调整和改造。

西港区现状简述

在“八五”期间，西港区便作为烟台港大型港区的备选港址之一，规划建设亿吨大港，但在随后很长时期内并没有进行大规模的开发建设。近年来，随着芝罘湾老港区与城市开展之间的矛盾日益突出，腹地经济开展对港口运输要求的不断增大，有关部门根据新形势下的港口建设要求，对西港区重新规划并开始开发建设。西港区的现状简述如下：

1、陆域现状

西港区位于烟台市西部，距烟台芝罘港区约30km，毗邻烟台经济技术开发区。周边多为低山丘陵地带，土地开发利用程度较低，有山后顾家、山后陈家几个自然村落位于港区东侧，对港口的初期开发影响相对较小。

目前，西港区液体化工品码头及顺岸通用码头已方案进行建设，先期的围堰及填海工程已根本完成，港口后续建设的条件已初步形成。

2、交通条件

港区南侧交通主要有206国道、绕城高速、烟潍高速、牟黄公路。向南距离206国道1.2公里是规划建设的城市货运干路和环城高速路，再向南3公里即为烟潍高速公路。原开发区道路系统较为完善，规划以长江路为主骨架，黄河路、淮海路等为辅助的环形道路系统。

规划建设中的大一莱一龙一烟铁路在206国道南侧1公里。

3、水域情况

港区呈倒“L”型，由东、北两局部组成。防波堤所在的北部水域东起龙洞咀，西至九曲河口，是一个面向渤海湾口的开敞岸线，长约6公里。西部有陈家小型渔码头一处，近岸平均水深约14m。东部近岸为一个深槽，平均水深约22m。

1.2 自然条件

地理位置

烟台市地处山东半岛中部，地理坐标位于北纬36° 16′ ～38° 23′ ，东经119° 33′ ～121° 56′ 之间，东连威海，西接潍坊，西南与青岛市毗邻，北濒渤海湾、与辽东半岛对峙，并与日本、韩国和朝鲜隔海相望。烟台港水路距大连港89海里、距天津港240海里、距青岛港238海里、距韩国400 海里。

烟台港西港区位于烟台市西部的套子湾西侧，地处烟台经济技术开发区大季家东北海域，距烟台芝罘港区约30km。

气象

烟台西港区尚未进行系统的气象要素的观测，本工程采用烟台海洋站多年观测资料作统计分析。

烟台海洋站气象观测场位于芝罘岛上，地理坐标为：北纬37° 33.3′ 、东经121° 23.5′ 。海拔高度为74.3m，风速仪距地面高度10.4m。

1.2.2.1 气温

年平均气温： 13.4° C

平均最高气温： 17.7° C

平均最低气温： 11.1° C

极端最高气温： 37.1° C

极端最低气温： -11.7° C

1.2.2.2 降水

年平均降水量： 425.1mm

年最大降水量： 616.7mm

日最大降水量： 76.5mm

年平均降水量日数为 95.6 天，其中：

降水强度≥中雨年降水日数为 13.4 天；

降水强度≥大雨年降水日数为 4.2 天；

降水强度≥暴雨年降水日数为 0.2 天。

该区降水有显著的季节变化，雨量多集中于每年的 6、7、8 月份，这三个月的降水量为年降水量的 53%；冬季降水量最少，12 月至翌年的 2 月降水量仅为年降水量的 9%。

1.2.2.3 风况

根据多年每日 24 次风速、风向资料统计，该区常风向为 N 向，频率为 13.3%，次常风向为 NW、W 向，频率分别为 12.12%、11.55%。强风向为 NW 向，该向≥7 级风出现频率为 0.46%，次强风向为 N 向。具体见风频率统计表和风玫瑰图。

风频率统计表 表 3-2-1						
风向 \ 风速 频率 (%)	≤ 7.9 (m / s)	8. 0~10. 7 (m / s)	10. 8~13. 8 (m / s)	13. 9~17. 1 (m / s)	≥ 17. 2 (m / s)	合计
N	10. 29	1. 92	0. 94	0. 14		13. 30
NNE	4. 02	0. 58	0. 18	0. 04		4. 83
NE	3. 87	0. 29	0. 08	0. 01		4. 24
ENE	1. 72	0. 11	0. 03			1. 85
E	5. 69	0. 41	0. 06	0. 01		6. 17
ESE	2. 77	0. 17	0. 02			2. 97
SE	8. 30	1. 27	0. 31	0. 01		9. 89
SSE	4. 12	1. 03	0. 37	0. 04	0. 01	5. 57
S	6. 12	1. 15	0. 30	0. 03		7. 61
SSW	2. 09	0. 25	0. 06	0. 01		2. 41
SW	6. 24	0. 28	0. 06			6. 59
WSW	3. 53	0. 12	0. 01			3. 66
W	11. 09	0. 42	0. 04			11. 55
WNW	2. 38	0. 43	0. 10			2. 91
NW	6. 79	3. 08	1. 79	0. 42	0. 04	12. 12
NNW	3. 43	0. 63	0. 24	0. 03		4. 34
C						
合计	82. 45	12. 15	4. 59	0. 75	0. 06	100. 00

图 3-2-1 风玫瑰图

1.2.2.4 灾害性天气

本区灾害性天气主要为台风(含热带风暴，强热带风暴)和寒潮。

据多年资料统计，影响烟台附近海域的台风每年有 1~2 次，一般多出现于 7~9 月份。台风路经本区时，伴有 大风、大浪、暴潮和暴雨。如 8509 号台风，烟台出现 33. 3m / s、SSE 向大风，最高潮位达 3. 73m；受 9216 号台风影响，烟台港风速达 18~30m / s，出现解放以来最高历史潮位(4. 03m)。

每年 11 月～翌年 3 月为寒潮出现季节，平均每年 3.2 次，受寒潮影响本海区出现偏 N 向大风，风速可达 9～10 级，且有偏 N 向的大浪，持续时间可达 3～4 天。

1.2.2.5 雾

多年平均每年大雾日为 29.0 天，大雾多出现于每年的 4～7 月，为全年雾日的 65%，而每年的 8 月以后，大雾日显著减少。平均每年大雾实际出现天数为 10.9 天。

1.2.3 水文

1.2.3.1 潮位

国家海洋局第一海洋研究所对烟台套子湾西海岸海区建港条件进行了调查和局部水文要素的短期观测，并于 1994 年 12 月完成了《烟台初旺湾—芦洋湾自然环境调查报告》。潮位是利用初旺湾验潮站 1987 年 3 月 4 日～4 月 13 日一个月的潮位资料和烟台同步资料及烟台 1953～1994 年长期资料统计分析，用差比方法求得本工程海域的设计参数。

1. 高程关系

图 3-3-1 各基准面关系图

2、特征潮位（以下水位值均从当地理论最低潮面起算）

本工程海域为正规的半日潮，其 $(HK1+H01) / HM2=0.32$

最高高潮位： 3.67m

最低低潮位： -0.77m

平均高潮位： 2.10m

平均低潮位： 0.61m

平均潮差： 1.49m

平均潮面： 1.33m

在此尚应说明，2003 年 10 月 10 日～12 日，由于强冷空气南下影响，烟台港出现仅低于 1992 年的特高水位，调查值为 3.77m。

3、设计水位

设计高水位： 2.46m

设计低水位： 0.25m

极端高水位： 3.56m

极端低水位： -0.95m

4、乘潮水位

不同延时不同保证率乘潮水位表 表 3-3-1

频率 (%) 水位 (m)		80	85	90	95
延时					
乘潮一小时		1.81	1.75	1.67	1.49
乘潮二小时		1.75	1.69	1.60	1.43
乘潮三小时		1.63	1.58	1.47	1.31
乘潮四小时		1.47	1.42	1.32	1.17

波浪

1、资料概况

西港区无波浪实测资料，而与其临近(相距约 30km)的烟台海洋站在芝罘岛北侧进行了长期(1981 年至 2002 年)的波浪观测工作。本工程岸线在龙洞咀周围，其水深及岸线走向与芝罘岛相似，水域开阔无岛屿影响。由于芝罘岛测波资料有着极好的代表性，根本代表了西港区深水处的波况，因此本工程采用芝罘岛多年(1981 年至 2002 年)观测资料作统计分析。

烟台海洋站位于芝罘岛，地理坐标为北纬 37° 36′ 、东经 121° 26′ ，测波浮标在测点的 N 向，水深约为 17.3m，使用仪器为 HAB-2 型岸用测波仪，仪器的拔海高度为 75.9m，每日进行 4 次(08、11、14、17)观测，大风浪过程中进行加密观测。

2、波浪概况

该海域常波向为 NNW、NW，出现频率分别为 8.20%、8.19%；次常波向为 N、NNE，出现频率分别为 5.91%、5.77%。强波向为 NNW 向，次强波向为 N 向，这两个方向 H4%>1.5m 的出现频率分别为 3.07%、2.45%。详见波玫瑰图和波高、周期频率统计表。

图 3-3-2 烟台波玫瑰图
烟台波高频率统计表 表 3-3-2

波高 (m) 频率 % 波向		≤ 0.5	0.6~0.7	0.8~0.9	1.0~1.2	1.3~1.5	1.6~2.0	2.1~2.4	≥ 2.5	合计
N		0.21	0.77	0.62	0.80	0.95	1.11	0.55	0.79	5.91
NNE		0.24	0.89	0.83	1.09	1.01	0.89	0.37	0.39	5.77
NE		0.06	0.34	0.34	0.39	0.23	0.20	0.08	0.03	1.67
ENE		0.21	0.57	0.45	0.33	0.19	0.19	0.06	0.02	2.01
E		0.08	0.28	0.16	0.18	0.05	0.08	0.03	0.02	0.88
ESE		0.01	0.05	0.06	0.03	0.03	0.01	0.01		0.18
SE		0.03	0.16	0.06	0.01	0.01				0.26
SSE		0.01	0.07	0.02	0.01	0.01		0.01		0.12
S			0.01	0.01						0.01

SSW		0.01							0.01
SW		0.01	0.01						0.01
WSW		0.01		0.01					0.01
W	0.04	0.15	0.09	0.05	0.01	0.01	0.02		0.36
WNW	0.13	0.44	0.49	0.39	0.30	0.02	0.05	0.03	2.05
NW	0.44	1.79	1.48	1.45	1.07	1.18	0.46	0.32	8.19
NNW	0.37	1.22	1.01	1.19	1.34	1.46	0.76	0.85	8.20
C	64.35								64.35
合计	66.18	6.75	5.68	6.01	5.18	5.35	2.40	2.45	100

烟台波周期频率统计表

表 3-3-3

波周期(s) 频率% 波向							合计
	≤ 2.9	3.0~3.9	4.0~4.9	5.0~5.9	6.0~6.9	≥ 7.0	
N	0.12	0.81	1.67	2.12	0.99	0.18	5.91
NNE	0.09	0.94	2.23	1.84	0.64	0.02	5.77
NE	0.08	0.26	0.63	0.54	0.15		1.67
ENE	0.12	0.61	0.87	0.32	0.09		2.01
E	0.12	0.34	0.31	0.09	0.02		0.88
ESE	0.06	0.05	0.04	0.02	0.01		0.18
SE	0.19	0.06	0.01				0.26
SSE	0.09	0.02		0.01		0.01	0.12
S	0.01	0.01					0.01
SSW	0.01	0.01					0.01
SW	0.01	0.01					0.01
WSW	0.01	0.01					0.01
W	0.09	0.18	0.06	0.02	0.01		0.36
WNW	0.12	0.59	0.82	0.43	0.08	0.01	2.05
NW	0.43	1.99	3.07	2.09	0.56	0.05	8.19
NNW	0.23	1.26	2.79	2.77	0.99	0.16	8.20
C	64.35						64.35
计	66.11	7.13	12.51	10.26	3.55	0.43	100

3、不同重现期波要素

用芝罘岛测波站多年观测资料作年频率计算，得出不同重现期波要素见表 4-3-4。

不同重现期波要素 表 3-3-4

波 要 素 波 向	重 现 期	50 年一遇		25 年一遇		2 年一遇	
		H4% (m)	T (S)	H4% (m)	T (S)	H4% (m)	T (S)
N		5.2	9.4	4.8	8.9	3.3	6.7
NNE		5.4	9.6	5.0	9.1	3.3	6.6
NE		3.8	8.2	3.5	7.8	2.0	5.7
ENE		4.2	8.4	3.8	7.9	2.0	5.4
E		4.0	7.6	3.6	7.2	1.5	4.8
WNW		3.2	7.9	3.0	7.5	2.0	5.4
NW		5.4	8.4	5.0	8.1	2.7	6.3
NNW		5.3	8.9	4.9	8.5	3.3	6.6

海流

本工程区域海流观测分两个区域进行，第一个区域位于龙洞咀及以南的初旺湾，芦洋湾海域，共布设六个测点；第二区域为龙洞咀东北的天然深槽和龙洞咀以西的海域，共布设六个测点，分别进行大、小潮连续 25 小时观测，测点位置详见图 3-3-4。观测日期为 大潮第二区域为 7 月 15 日 09 时至 16 日 10 时，第一区域为 7 月 16 日 17 时至 17 日 19 时；小潮第二区域为 7 月 22 日 09 时至 23 日 12 时，第一区域为 7 月 23 日 16 时至 24 日 19 时。垂线测点采用六点法，依据实测资料，本海区海流特征如下：

1、潮流特征：

测验海区的潮流为不规那么半日潮流，其(WK1+W01) / Wm2 在 0.76~1.45 之间，浅水分潮流影响比拟明显，潮流的运动属往复流性质。

2、潮流流场：

龙洞咀以南第一测区涨、落潮潮流平均流向呈南北走向，龙洞咀以北第二测区涨、落潮潮流平均流向呈东西走向。

3、最大流速：

大潮期间涨、落潮实测垂线平均最大流速第一测区出现在 L05 站，流速值分别为 0.55m/s、0.77m/s，流向分别为 150°、325°，测点最大涨、落潮流速为 0.74m/s、0.88m/s，流向分别为 174°、344°，出现在 L03 站表层。

第二测区垂线平均最大流速出现在 L09 和 L07 站，流速为 0.58m/s 和 0.90m/s，流向分别为 81°、278°；测点最大涨、落潮流速为 0.76m/s、0.96m/s，流向分别为 74°、260°，出现在 L07 站和 L09 站表层。

4、余流：

本海区余流较小，垂线平均余流流速、流向见表 3-3-5：

图 3-3-4 海流观测站位布设图

余流流速、流向表 表 3-3-5

		L01	L02	L03	L04	L05	L06	L07	L08	L09	L10	L11	L12
大潮	流速 (m/s)	0.06	0.03	0.06	0.07	0.06	0.01	0.06	0.04	0.20	0.05	0.02	0.01
	流向 (°)	6	208	69	116	159	138	152	166	67	224	142	153
小潮	流速 (m/s)	0.05	0.01	0.04	0.02	0.03	0.02	0.03	0.03	0.06	0.01	0.04	0.01
	流向 (°)	342	35	43	120	155	260	205	181	23	163	260	304

1.2.4 泥沙运动

拟建工程港区沿岸主要为基岩海岸，沿岸以低山丘陵台地为主，泥沙来源不甚丰富，主要是海岸侵蚀来沙和人为供沙。港区沿岸岩性多为白云石大理岩，在海浪和海流作用下产生局部泥沙，数量很少；沿海养殖及其加工业产生的废弃贝壳，堆积在海滨，也是局部泥沙的重要来源，但数量有限，对于港口建设不会构成很大影响。

根据国家海洋局第一海洋研究所观测资料分析，该海区近岸及岸滩泥沙较粗，海域平均含沙量为 46.6mg/L，总体来说，该区域泥沙来源很少，泥沙搬运沉积不甚活泼，初步估计防波堤建设引起的泥沙回淤量不大。

1.2.5 工程地质

地层分布

根据中交第一航务工程勘察设计院勘察处 2006 年 8 月完成的《烟台港西港区防波堤工程地质勘察报告（工可研阶段）》，本区域内岩土层分布较有规律，在勘察深度范围内，自上而下主要分为七层：①2 粉砂和 ①3 淤泥质粉质粘土、②中粗砂、③粉质粘土、④粗砾砂、⑤粉质粘土、⑥粗砾砂及第七层强风化岩。各岩土层特征按照层位由上至下分别描述如下：

第一层：

①2 粉砂：灰色，松散状，颗粒不均匀，局部夹贝壳屑。分布在勘察区表层，在 KZ11 钻孔中缺失，层厚较薄，一般为 0.15~1.20m，平均标准贯入击数 N=4.5 击。

①3 淤泥质粉质粘土：灰褐色、灰色，软塑状，中~中下塑性，含少量碎贝壳，夹砂斑、粉土薄层。该层分布连续，底标高为-17.01~-27.59m，层厚 4.3~10.0m，平均标准贯入击数 N<1.0 击。

在①3 淤泥质粉质粘土层之下，普遍分布有粉质粘土混砂夹层及粉质粘土夹层，分别描述如下：

粉质粘土混砂：灰色，软塑~可塑状，中下~低塑性，混较多中粗砂，土质不均匀，主要分布在 KZ1~KZ5 钻孔中，平均标准贯入击数 N=6.1 击。

粉质粘土：灰色，软塑~可塑状，中下塑性，夹砂斑。主要分布在 KZ4、KZ10 及 KZ11 钻孔中。

第一层分布连续，层底标高为-18.51~-29.76m，层厚 6.3~13.0m。

第二层：

②中粗砂：黄褐色、黄色，中密~密实状，局部含较多粘粒，颗粒不均匀。该层分布不连续，主要分布在 KZ1~KZ5 钻孔中，分布顶标高为-18.51~-25.89m，层厚 4.8~8.8m，平均标准贯入击数 N=41.5 击。

第二层在 KZ1、KZ3 及 KZ4 钻孔中夹有砾砂、粉质粘土混砂等透镜体。

第三层：

③粉质粘土：黄褐色、灰黄色，硬塑状，中塑性，含结核，夹砂斑、灰白斑，局部夹粘土层。该层分布连续，分布底标高为-30.44~-37.31m，层厚 2.2~8.8m，平均标准贯入击数 N=20.2 击。

第三层在 KZ1、KZ10 及 KZ11 钻孔中夹有粉土透镜体，呈黄褐色、灰褐色，密实状，局部夹粘性土薄层。

第四层：

④粗砾砂：黄褐色、灰褐色，密实状，颗粒不均匀，局部夹粘性土薄层，偶见碎石。该层分布不连续，主要分布在 KZ1~KZ7 钻孔中，分布顶标高为-30.44~-37.31m，层厚 3.8~8.4m，平均标准贯入击数 N=46.6 击。

第四层在 KZ1、KZ2 及 KZ3 钻孔中夹有粉土、粉质粘土透镜体。

第五层：

⑤粉质粘土：黄褐色、褐色，硬塑状，中~高塑性，含结核，夹砂斑、灰白斑及较多粘土层。该层主要分布在 KZ1~KZ7 钻孔中，分布底标高为-39.89~-45.01m，层厚 1.0~10.2m，平均标准贯入击数 N=24.8 击。

第六层：

⑥粗砾砂：黄褐色、灰褐色，密实状，夹粘性土薄层、粉土薄层，偶见碎石。该层主要分布在 KZ1~KZ7 钻孔中，本次勘察未穿透该层，平均标准贯入击数 N=46.3 击。

第七层：

强风化岩：灰黄色，原岩结构可见，主要矿物为方解石，局部见少量黑云母，大局部矿物已风化为土状，手掰易碎，为强风化大理岩，岩芯中含较多中风化大理岩碎块。

该层仅在拟建防波堤东侧的 KZ10、KZ11 两孔中揭露，强风化岩岩面标高在-37.16~-38.79m 之间，平均标贯击数 N>50 击。

工程地质评价

1. ①② 粉砂呈松散状，层厚较薄。①③ 淤泥质粉质粘土呈软塑状，具有含水率高、孔隙比大、压缩性高等特点。以上土层为本区软弱土层，工程地质性质均较差，不能做为天然地基持力层使用。

2. ②

中粗砂呈中密~密实状,平均标准贯入击数 $N=41.5$ 击,工程地质性质较好,可作为正砌方块和矩形沉箱的根底持力层,也可做为桩基持力层,但需考虑其分布不连续、夹有软弱透镜体及下伏有粘性土层等不利特点的影响。

3. ③粉质粘土呈硬塑状,平均标准贯入击数 $N=20.2$ 击,工程地质性质较好,可根据具体需要选做根底持力层,同时需考虑其厚薄不均和层面标高变化较大等不利特点的影响。

4. ④粗砾砂呈密实状,平均标准贯入击数 $N=46.6$ 击,工程地质性质较好,可做为桩基持力层,但需考虑其分布不连续、层面标高变化较大及下伏有粘性土层等不利特点的影响。

5. ⑤粉质粘土呈硬塑状,平均标准贯入击数 $N=24.8$ 击,工程地质性质较好,可选做根底持力层,但该层在 KZ5 孔以西,具厚度很薄的特点。

6. ⑥粗砾砂呈密实状,平均标准贯入击数 $N=46.3$ 击,顶面分布标高在 $-39.89 \sim -45.01\text{m}$,为良好的桩基持力层,但仍需考虑其分布不连续、层面标高变化较大及夹有软弱透镜体等不利特点的影响。

7. 第七层强风化岩岩面标高在 $-37.16 \sim -38.79\text{m}$ 之间,平均标贯击数 $N>50$ 击,为良好的桩基持力层。在本次勘察范围内,仅在勘察区东侧 KZ10 和 KZ11 两孔中揭示。

岩土物理力学性质

各土层试验统计结果见附表。

1.2.6 地震

根据《建筑抗震设计标准》GB50011-2001,该地区抗震设防烈度为 7 度,设计根本地震加速度为 $0.1g$ 。

第二章 防波堤平面布置及波浪要素确实定

2.1 防波堤平面布置

防波堤的布置形式需要考虑到波浪、流、风、泥沙、地形地质等自然条件；船舶航行、泊稳和码头装卸等营运要求以及建设施工、投资等因素。防波堤布置的合理与否，直接影响港口营运、固定资产投资及维护费用大小和长远开展，是某些海港总平面布置的关键性工作。

2.1.1 布置原那么

(1)布置防波堤轴线时，要与码头线布置相配合，码头前水域应满足各类船型允许作业波高值。防止长周期波穿透抛石堤对港内泊稳造成影响，并防止港池水域与长周期波产生共振。

(2)防波堤所围成的水域应有足够的面积和水深，供船舶在港内航行、调头、停泊以及布置码头岸线。邻近口门内水域面积轮廓宜容纳一直径为 3 倍船长的圆。

(3)防波堤所包围的水域要适当留有开展余地，应尽可能顾及到港口开展的“极限”和港口极限尺度的船型。

(4)防波堤所围的水域也不全是越大越好，水域面积形状要注意大风方向港内自生波浪对泊稳条件的影响。水域面积越大，纳潮量越大，淤积量亦愈大，从这一角度考虑，应缩小无用水域面积，以减少纳潮量和进港泥沙。

(5)要充分利用有利的地形地质地质条件，将防波堤布置在可利用的暗礁、浅滩、沙洲及其他不大的水深中，以减少防波堤投资。

(6)从口门进港的波浪，遇堤身反射，反复干扰亦是恶化港内泊稳条件的因素。

上述原那么有时是矛盾的，在具体港口防波堤布置中，多方案比拟对求得效果最正确方案是很有益的。

2.1.2 拟定方案

本区域北向开场，受 NW~NNE 向波浪影响较大，强波向为 NNW 向，次强波向为 N 向，常波向为 NNW、NW，次常波向为 N、NNE。因此，在本区域建防波堤，有利于对港区形成良好掩护，选用本工程推荐方案：

方案：防波堤总长 2902m，分两段，轴线方位分别为 N16°~N196°，N90°~N270°，长度分别为 1202m、1700m，防波堤轴线水深在-1.5m~15m 之间，堤头处水深-15.0m 左右。

2.2 波浪要素确实定

2.2.1 设计波高、波长确实定

本次设计选取三个断面堤前水位高程分别为-14.5m， -15m， -12m， 其中-14.5m 的断面进行断面结构型式设计， 另两个断面进行护面型式设计。

根据风频率统计表、风玫瑰图、波玫瑰图和波高频率统计表分析，确定 NNW 向为主要来波方向。

①波长确实定

由《海岸动力学》中的色散方程迭代求得：

以设计高水位为例， $L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh kh$ ， 其中 $k = \frac{2\pi}{L}$ ，h 为堤前水深。

波周期在传播过程中不变， $T=8.9s$ ， $h=14.5+2.46=16.96m$

.....

②不同累积频率波高确实定

$$\text{浅水变形系数 } K_s = \frac{H}{H_0} = \sqrt{\frac{n_0 C_0}{nC}} = \sqrt{\frac{n_0 L_0}{nL}}$$

式中： C_0 、 C ——分别为深、浅水中的波速。

n_0 、 n ——分别为深、浅水中波能传递率， $n_0=0.5$ 。

以设计高水位 H13%的计算为例：

$$\text{由 } \frac{d}{L_0} = \frac{16.96}{123.55} = 0.14 \text{ 查《工程水文》图 6-59 因水深变浅的波浪要素变形曲线，可查出 } n=0.75，$$

$$n_0、L_0、L， \text{ 分别为 } 0.5、123.55、9.22； \text{ 那么 } K_s = \frac{H}{H_0} = \sqrt{\frac{0.5 \times 123.55}{0.75 \times 98.22}} = 0.9157。$$

$$\text{由第一章波浪资料中查得深水处 } H_{4\%} = 5.3m， \text{ 得知 } H_{4\%} = 5.3 \times 0.9157 = 4.85m$$

现将各水位的波浪要素统计如下表：

-14.5m， 重现期 50 年：

水位	$H_{1\%}/m$	$H_{4\%}/m$	$H_{5\%}/m$	$H_{13\%}/m$	$\bar{H}/m$	L/m	D/m	T/s
设计高水位	5.64	4.85	4.74	4.03	2.62	98.22	16.96	8.9
设计低水位	5.70	4.91	4.8	4.09	2.67	93.59	14.75	8.9
极端高水位	5.67	4.84	4.70	4.01	2.61	100.27	18.06	8.9

-14.5m， 重现期 2 年：

水位	H ₁ /m	H ₄ /m	H13%/m	L/m	D/m	T/s
----	-------------------	-------------------	--------	-----	-----	-----

设计高水位	3.62	3.07	2.52	63.39	16.96	6.6
-------	------	------	------	-------	-------	-----

-15m，重现期 50 年：

水位	$H_{1\%}/m$	$H_{4\%}/m$	$H_{5\%}/m$	$H_{13\%}/m$	$\bar{H}/m$	L/m	D/m	T/s
设计高水位	5.67	4.86	4.73	4.03	2.62	99.17	17.46	8.9

-12m，重现期 50 年：

水位	$H_{1\%}/m$	$H_{4\%}/m$	$H_{5\%}/m$	$H_{13\%}/m$	$\bar{H}/m$	L/m	D/m	T/s
设计高水位	5.74	4.96	4.81	4.12	2.73	92.92	14.46	8.9

2.2.2 设计波浪的标准确定

根据交通部《海港水文标准》〔JTJ213-98〕规定，设计波浪的标准包括设计波浪的重现期和设计波浪的波列累积频率。在进行直墙式、墩柱式、桩基式和斜坡式建筑物的强度和稳定性计算时，设计波高的波列累积频率标准应按下表采用。

设计波高的累积频率标准

建筑物型式	部位	设计内容	波高累积频率 F (%)
直墙式、墩柱式	上部结构、墙身、墩柱、桩基	强度和稳定性	1
	基床	稳定性	5
斜坡式	胸墙、堤顶方块	强度和稳定性	1
	护面块石、护面块体	稳定性	13
	护底块石	稳定性	13

第三章带胸墙的斜坡式防波堤设计

3.1 断面尺寸

3.1.1 设计条件

设计波高选择 50 年一遇的有效波高，断面尺寸确实定采用 $H_{13\%}$ ，设计标准,胸墙的强度及稳定性计算采用 $H_{1\%}$ ，水位及相应的波高采用第一章自然条件中的设计水位。

3.1.2 断面尺寸的计算

3.1.2.1 根本尺寸计算

根据《防波堤设计与施工标准》JTJ298-98 有关规定:

1、胸墙顶高程=设计高水位+〔1.0~1.25〕设计波高 (4.1.2 条规定)

$$=2.46+4.03 (1.0\sim 1.25) =6.49\sim 7.4975 \text{ (m)} \quad \text{取为 } 7.5\text{m}$$

2、坡顶高程=设计高水位+〔0.6~0.7〕设计波高 (4.1.2 条规定)

$$=2.46+4.03 (0.6\sim 0.7) = 4.878\sim 5.281 \text{ (m)} \quad \text{取为 } 5.5\text{m}。$$

3、堤顶宽度=〔1.10~1.25〕设计波高 (4.1.3 条规定)

$$=4.03 (1.0\sim 1.25) = 4.03\sim 5.04 \text{ (m)} \quad \text{取为 } 5.5\text{m}。$$

4、棱体的顶面高程宜取定在设计低水位以下约 1 倍设计波高值处, 取为-4.0m。 (4.1.4 条规定)

5、棱体顶面宽度 $\geq 2.0\text{m}$; 棱体厚度 $\geq 1.0\text{m}$ 堤身棱体厚度取为 2m, 堤头棱体厚度取 4m。

(4.1.4 条规定)

6、斜坡堤坡度对于抛填人工块体取值范围为 1: 1.25~1: 2, 取为 1:1.5。(表 4.1.9 规定)

护面块体稳定重量及厚度

(1)护面块体稳定重量

按《防波堤设计与施工标准》JTJ298-98 公式(4.2.4-1)和 () 计算:

$$w = 0.1 \frac{\gamma_b H^3}{K_D (S_b - 1)^3 \text{ctg } \alpha} \quad \text{其中 } S_b = \frac{\gamma_b}{\gamma}。$$

式中: W——单个块体稳定重量(t);

γ_b ——块体材料的重度 (KN/m³) ,扭王字块体 $\gamma_b=23 \text{ KN/m}^3$;

H——设计波高(m), H=4.03m;

K_D ——块体稳定系数, 查表 4.2.5, $K_D=24$;

γ ——海水重度 (KN/m³), $\gamma=10.25 \text{ KN/m}^3$

α ——斜坡与水平面夹角 (°) $\text{cot } \alpha = m = 1.5$

那么有:

取 2.5t

(2) 护面块体厚度

按《防波堤设计与施工标准》JTJ298-98 公式(4.2.18—1) 计算:

式中: h ——护面层厚度 (m)

n' ——护面块体层数, $n'=1$

C ——扭王字块体形状系数, 查表, 取 $C=1.36$.

那么: $h=1 \times 1.36 \times \left(\frac{2.5}{0.1 \times 23} \right)^{1/3} = 1.40$ (m), 堤身取为 1.4m。

扭王字块体个数

式中:

N ——扭王字块体个数

A ——垂直于护面层的护面层平均面积, 此处取 100m^2

P' ——护面层的空隙率, 取 $P'=50\%$

经计算, 堤身处块体个数 $N=100 \times 1 \times 1.36 \times (1-0.5) \left(\frac{0.1 \times 23}{2.5} \right)^{2/3} = 65$ (个)。

扭王字块体混凝土用量

根据《防波堤设计与施工标准》中 4.2.18.4

式中:

Q ——扭王字块体混凝土用量

经计算, 堤身每 100m^2 安放 65 个扭王字块体需 71m^3 混凝土。

垫层块石的重量和厚度计算

(1) 垫层块石的重量

《防波堤设计与施工标准》4.2.13 外坡护面垫层块石重量可按块体重量的 $1/20 \sim 1/10$ 计算。堤身 $w=2.5 \times (1/10) = 0.25t$, 取 $0.3t$ 。

(2) 厚度计算

《防波堤设计与施工标准》—1 计算的两层块石的厚度。

式中：h——垫层块石厚度；

n' ——垫层块体层数，取 $n' = 2$ ；

C——块石形状系数，查表， $C=1.0$

γ_b ——垫层块石重度， $\gamma_b=26.5 \text{ KN/m}^3$

$$h = 2 \times 1 \times \left(\frac{0.3}{0.1 \times 26.5} \right)^{1/3} = 0.97 \text{ m, 取为 } 1 \text{ m}$$

堤前护底块石稳定重量和厚度计算

(1) 堤前最大波浪底流速

按标准《防波堤设计与施工标准》4.2.20 计算：

取设计低水位 0.25 的情况：

$$V_{\max} = \frac{\pi \times 4.09}{\sqrt{\frac{\pi \times 93.59}{9.8} sh \frac{4\pi \times 14.75}{93.59}}} = 1.24 \text{ m/s}$$

(2) 护底块石稳定重量

根据堤前最大波浪底流速查表《防波堤设计与施工标准》表 4.2.21，选用 60—100kg 块石。堤前护底块石层的宽度，采用 25m，厚度为 3m，在护底块石层下设置厚度为 0.5m 的碎石层。堤头段长度为 30m，厚度 3m。

抛石棱体重量

《防波堤设计与施工标准》4.2.11 当水下抛石棱体的顶面高程在设计低水位以下约 1 倍设计波高值时，棱体块石的重量可按块石重量的 1/5 计算：

$$w = 0.1 \frac{26.5 \times 4.09^3}{4 \left(\frac{26.5}{10.25} - 1 \right)^3 \times 1.5} = 7.58 \text{ t}$$

那么，取为 1.5t

内坡护面块体的重量

《防波堤设计与施工标准》4.2.14，内坡护面块体的重量应符合以下规定：当允许少量波浪越过堤顶时，从堤顶到设计低水位之间的内坡护面块体重量，应与外坡护面块体重量相同，堤身取为

2.5t。设计低水位以下的内坡护面块体，宜采用与外坡护面垫层相同重量的块石，为 0.3t。

堤心石重量

《防波堤设计与施工标准》4.3.1，堤心石采用 10kg~100kg 的块石。

3.2 胸墙稳定性计算

3.2.1 作用力及其标准值的计算

3.2.1.1 持久组合

(1)、设计高水位 2.46m

1) 胸墙的作用标准值计算，计算图如图 3-1 所示：

图 3-1 持久组合设计高水位胸墙计算示意图

①、单位长度胸墙上自重力标准值 G (KN/m) 计算：

②、无因次参数 ξ ， ξ_b 按标准 JTJ213-98 公式 (—2) 和 (—3) 计算：

式中： d_1 ——胸墙前水深 (m)，当静水面在胸墙底面以下时为负值， $d_1=2.46-2.5=-0.04$ (m)

d ——堤前水深 (m)； $d=14.5+2.46=16.96$ (m)

H ——设计波高 (m)； $H_{1\%}=5.64$ (m)

L ——波长 (m)； $L=98.22$ (m)

那么有：

③、波峰作用时胸墙上平均压力强度 $\bar{p}$ 按标准 JTJ213-98 公式 (—1) 计算：

式中： K_p ——与无因次参数 ξ 和波坦 L/H 有关的平均压强系数。由 $L/H=17.41$ ，

$\xi = -3.51 \times 10^{-3}$ ，查图 () 得到 $K_p=4.4$

γ ——海水重度 (kN/m³)， $\gamma = 10.25$ (kN/m³)

那么有 $\bar{P} = 0.24 \times 10.25 \times 5.64 \times 4.4 = 61.05$ (Kpa)

④、胸墙上波压力分布高度计算： d_1+z 按标准 JTJ213-98 公式 (—4) 计算。

式中： K_z ——与无因次参数 ξ 和波坦 L/H 有关的波压力作用高度系数，查图 () 得：

$K_z=0.7$

那么有：

$$d_1 + z = 5.64th\left(\frac{2\pi \times 16.96}{98.22}\right) \times 0.7 = 3.14(m)$$

⑤、单位长度胸墙上水平波浪力标准值 P (KN/m) 的计算:

标准 JTJ213-98 公式 (—5)

⑥、单位长度胸墙底面上的波浪浮托力标准值 P_U 计算:

标准 JTJ213-98 公式 (—6)

式中: μ ——波浪浮托力折减系数, 采用 0.7;

b ——胸墙底宽 (m)。

那么有:

⑦、单位长度胸墙内侧 $P_U = 0.7 \times \frac{6 \times 61.05}{2} = 128.21 (KN/m)$ 土压力标准值 E_p 计算:

按标准 JTJ213-98 (4.2.3.1), 当胸墙底面埋深大于 1.0m 时, 内侧地基土或填石的被动土压力可按有关公式计算并乘以 0.3 折减系数作为土压力标准值。

墙后填石: $\phi = 45^\circ$, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ 那么:

2)、胸墙作用标准值产生的力矩计算:

①、单位长度胸墙自重力标准值对胸墙后趾的稳定力矩 M_G 计算:

②、单位长度胸墙上水平波浪力标准值对胸墙后趾的倾覆力矩 M_p 计算:

③、单位长度胸墙上波浪浮托力标准值对胸墙后趾的倾覆力矩 M_U 计算:

④、单位长度土压力标准值对胸墙后趾的稳定力矩 M_E 计算:

3)、沿墙底抗滑稳定性的承载能力极限状态设计表达式:

按标准 JTJ213-98 公式—1) $\gamma_0 \gamma_p P \leq (\gamma_G G - \gamma_u P_u) f + \gamma_E + E_b$

左式 = $1.0 \times 1.3 \times 191.70 = 249.21$ (KN) 右式 = $(529 - 1.1 \times 128.21) \times 0.6 + 141.62 = 374.40$ (KN)

左式 < 右式 满足要求

4)、沿墙底抗倾稳定性的承载能力极限状态设计表达式:

按标准 JTJ213-98 公式—2) $\gamma_0 (\gamma_p M_p + \gamma_u M_u) \leq \frac{1}{\gamma_d} (\gamma_G M_G + \gamma_E M_E)$

左式 = $1.0 \times (1.3 \times 300.97 + 1.1 \times 512.84) = 955.385$ (KN/m)

右式 = $(1.0 \times 1786.33 + 1.0 \times 141.62) / 1.25 = 1542.36$ (KN/m)

左式 < 右式 满足要求

(2)、极端高水位 3.56m

1) 胸墙的作用标准值计算, 计算图如图 3-2 所示:

图 3-2 持久组合极端高水位胸墙计算示意图

①、单位长度胸墙上自重力标准值 G (KN/m) 计算:

②、无因次参数 ξ , ξ_b 按标准 JTJ213-98 公式 (一2) 和 (一3) 计算:

式中: d_1 ——胸墙前水深 (m), 当静水面在胸墙底面以下时为负值, $d_1=3.56-2.5=1.06$ (m)

d ——堤前水深 (m); $d=14.5+3.56=18.06$ (m)

H ——设计波高 (m); $H_{1\%}=5.67$ (m)

L ——波长 (m); $L=100.27$ (m)

那么有:

③、波峰作用时胸墙上平均压力强度 $\bar{p}$ 按标准 JTJ213-98 公式 (一1) 计算:

式中: K_p ——与无因次参数 ξ 和波坦 L/H 有关的平均压强系数。由 $L/H=17.68$,

$\xi=0.089$, 查图 () 得到 $K_p=4.9$

γ ——海水重度 (kN/m³), $\gamma=10.25$ (kN/m³)

那么有 $\bar{P}=0.24 \times 10.25 \times 5.67 \times 4.9=68.35$ (Kpa)

④、胸墙上波压力分布高度计算: d_1+z 按标准 JTJ213-98 公式 (一4) 计算。

式中: K_z ——与无因次参数 ξ 和波坦 L/H 有关的波压力作用高度系数, 查图 () 得:

$K_z=0.8$

那么有:

⑤、单位长度胸墙上水 $d_1+z=5.67th\left(\frac{2\pi \times 18.06}{100.27}\right) \times 0.8=3.68(m)$ 平波浪力标准值 P (KN/m) 的计算:

标准 JTJ213-98 公式 (一5)

⑥、单位长度胸墙底面上的波浪浮托力标准值 P_0 计算:

标准 JTJ213-98 公式 (一6)

式中: μ ——波浪浮托力折减系数, 采用 0.7;

b ——胸墙底宽 (m)。

那么有：

⑦、单位长度胸墙内侧土压力标准值 E_p 计算：

按标准 JTJ213-98(4.2.3.1), 当胸墙底面埋深大于 1.0m 时, 内侧地基土或填石的被动土压力可按有关公式计算并乘以 0.3 折减系数作为土压力标准值。

墙后填石: $\phi = 45^\circ$, $\gamma = 18\text{kN/m}^3$

那

么 $k_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\phi}{2}) = 5.828$

2)、胸墙 $e_{p0} = 0(\text{Kpa})$

作用标 $e_{p1} = rhk_p = 18 \times 1.94 \times 5.828 = 203.51(\text{Kpa})$

准值产 $e_{p2} = e_{p1} + rhk_p = 203.51 + (18 - 10.25) \times 1.06 \times 5.828 = 251.39(\text{Kpa})$

生的力 $E_p = 0.3 \times 0.5 \times 203.51 \times 1.94 + 0.5 \times (203.51 + 251.39) \times 1.06 \times 0.3 = 131.55(\text{KN/m})$

矩计算：

①、单位长度胸墙自重标准值对胸墙后趾的稳定力矩 M_G 计算：

②、单位长度胸墙上水平波浪力标准值对胸墙后趾的倾覆力矩 M_p 计算：

③、单位长度胸墙上波浪浮托力标准值对胸墙后趾的倾覆力矩 M_u 计算：

④、单位长度土压力标准值对胸墙后趾的稳定力矩 M_E 计算：

4)、沿墙底抗滑稳定性的承载能力极限状态设计表达式：

按标准 JTJ213-98—1) $\gamma_0 \gamma_p P \leq (\gamma_G G - \gamma_u P_u) f + \gamma_E + E_b$

左式 $= 1.0 \times 1.2 \times 143.54 \times 0.6 + 131.55 = 323.71 (\text{KN})$

左式 < 右式 满足要求

5)、沿墙底抗倾稳定性的承载能力极限状态设计表达式：

按标准 JTJ213-98—2) $\gamma_0 (\gamma_p M_p + \gamma_u M_u) \leq \frac{1}{\gamma_d} (\gamma_G M_G + \gamma_E M_E)$

左式 $= 1.0 \times (1.2 \times 462.82 + 1.0 \times 574.16) = 1129.54 (\text{KN/m})$

右式 $= (1.0 \times 1590.76 + 1.0 \times 138.06) / 1.25 = 1383.056 (\text{KN/m})$

左式 < 右式 满足要求

3.2.1.2 短暂组合（施工期）

设计高水位 2.46m

1) 胸墙的作用标准值计算, 计算图如图 3-3 所示:

图 3-3 短暂组合设计高水位胸墙计算示意图

①、单位长度胸墙上自重力标准值 G (KN/m) 计算:

②、无因次参数 ξ , ξ_b 按标准 JTJ213-98 公式 (一2) 和 (一3) 计算:

式中: d_1 ——胸墙前水深 (m), 当静水面在胸墙底面以下时为负值, $d_1=2.46-2.5=-0.04$ (m)

d ——堤前水深 (m); $d=14.5+2.46=16.96$ (m)

H ——设计波高 (m); $H_{1\%}=3.62$ (m)

L ——波长 (m); $L=63.39$ (m)

那么有:

③、波峰作用时胸墙上平均压力强度 $\bar{p}$ 按标准 JTJ213-98 公式 (一1) 计算:

式中: K_p ——与无因次参数 ξ 和波坦 L/H 有关的平均压强系数。由 $L/H=17.51$,

$\xi = -0.0041$, 查图 () 得到 $K_p=4.4$

γ ——海水重度 (kN/m³), $\gamma = 10.25$ (kN/m³)

那么有 $\bar{P} = 0.24 \times 10.25 \times 3.62 \times 4.4 = 39.18$ (Kpa)

④、胸墙上波压力分布高度计算: d_1+Z 按标准 JTJ213-98 公式 (一4) 计算。

式中: K_z ——与无因次参数 ξ 和波坦 L/H 有关的波压力作用高度系数, 查图 () 得:

$K_z=0.7$

那么有:

⑤、单位长度胸墙上水 $d_1+z=3.62 \times th\left(\frac{2\pi \times 16.96}{63.39}\right) \times 0.7 = 2.36$ (m) 平波浪力标准值 P (KN/m) 的计算:

标准 JTJ213-98 公式 (一5) $P = \bar{p}(d_1+Z) = 39.18 \times 2.36 = 92.46$ (KN/m)

⑥、单位长度胸墙底面上的波浪浮托力标准值 P_u 计算:

标准 JTJ213-98 公式 (一6)

式中: μ ——波浪浮托力折减系数, 采用 0.7;

b ——胸墙底宽 (m)。

那么有:

2)、胸墙作用标准值产生的力矩计算:

①、单位长度胸墙自重力标准值对胸墙后趾的稳定力矩 M_G 计算:

②、单位长度胸墙上水平波浪力标准值对胸墙后趾的倾覆力矩 M_p 计算:

③、单位长度胸墙上波浪浮托力标准值对胸墙后趾的倾覆力矩 M_u 计算:

5)、沿墙底抗滑稳定性的承载能力极限状态设计表达式:

按标准 JTJ213-98 公式—1) $\gamma_0 \gamma_p p \leq (\gamma_G G - \gamma_u P_u) f + \gamma_E + E_b$

左式=1.0×1.2×92.46=110.95 (KN) 右式= (529-1.0×82.28) ×0.6=268.03 (KN)

左式<右式 满足要求

6)、沿墙底抗倾稳定性的承载能力极限状态设计表达式:

按标准 JTJ213-98 公式—2) $\gamma_0 (\gamma_p M_p + \gamma_u M_u) \leq \frac{1}{\gamma_d} (\gamma_G M_G + \gamma_E M_E)$

左式=1.0× (1.2×109.1+1.0×329.12) =460.04 (KN/m)

右式=1786.33/1.25=1429.06 (KN/m)

左式<右式 满足要求

3.3 地基稳定性验算

计算步骤

(1)根据 JTJ250-98《港口工程地基标准》() 的有关规定,土坡和地基的稳定性验算,其危险滑弧应满足以下承载能力极限状态设计表达式:

式中: M_{sd} 、 M_{RK} ——分别为作用于危险滑弧面上滑动力矩的设计值和抗滑力矩的标准值;

γ_R ——为抗力分项系数,根据标准中选用 (—5) 和 (—3) 时,应选用此处用 1.1 代入。

(2)采用简单条分法验算边坡和地基稳定,其抗滑力矩标准值和滑动力矩设计值按标准选用 (—5) 和 (—3) 公式计算:

式中: R ——滑弧半径;

γ_s ——综合分项系数,取 1.0;

W_{ki} ——永久作用第 i 土条的重力标准值 (kN/m),取均值,零压线以下用浮重度计算;

- q_{ki} ——第 i 土条顶面作用的可变作用的标准值 (kPa);
- b_i ——第 i 土条宽度;
- α_i ——第 i 土条滑弧中点切线与水平线的夹角($^{\circ}$);
- φ_{ki} 、 C_{ki} ——别为第 i 土条滑动面上的内摩擦角($^{\circ}$)和粘聚力(kPa)标准值, 取均值;
- L_i ——第 i 土条对应弧长。

(3)地基稳定性验算, 考虑持久状况、短暂状况以及偶然状况下土坡和地基的稳定性, 持久状况按照极端低水位进行计算, 偶然状况考虑地震力并按照设计低水位进行计算。对于该工程, 采用人工计算。进行人工计算时, 港内及港外两侧在可能滑动的圆心范围内各取三个圆心, 选取滑弧稳定平安系数最小的为最危险滑弧。

(4)圆弧滑动计算的一般步骤:

《土力学》第七章边坡稳定计算分析:

I .确定可能的滑弧圆心范围。潘家铮等人通过研究说明, 对于简单均质粘土坡, 通过边坡中点作垂直线和法线, 以坡面中点为圆心, 分别以 1/4 坡长和 5/4 坡长为半径画同心圆, 最危险滑弧圆心即在该 4 条线包含的范围内。

II .对每个滑动圆心, 计算一系列可能的滑弧半径对应的平安系数, 将其最小值作为该滑动圆心的稳定平安系数。

III.比拟所有滑动圆心的平安系数, 取其最小值作为该边坡的稳定平安系数, 相应的滑弧为最危险滑弧。

现将最危险滑弧面呈现如下:

3.3.2 持久状况:

向港内滑动:

图 3-4 带胸墙斜坡式防波堤港内一侧圆弧滑动面

表 3—1 港内侧地基稳定性计算

土条编号	c_i (kpa)	Φ_i	α_i	l_i	$c_i \cdot l_i$	w_i	$w_i \cdot \cos(\alpha_i) \cdot \tan(\Phi_i)$	$w_i \cdot \sin(\alpha_i)$	K_s
1	10	0.2826	-32	7.06	70.6	954.04	234.97	-505.34	
2	10	0.2826	-24	5.64	56.4	1697.77	450.41	-690.22	
3	10	0.2826	-16	4.78	47.8	1902.8	531.14	-524.22	
4	10	0.2826	-10	4.51	45.1	2072.5	592.66	-359.71	
5	10	0.2826	-3	4.67	46.7	2290.5	664.18	-119.81	

6	10	0.2826	3	4.25	42.5	2174.9	630.66	113.77	
7	10	0.2826	9	4.08	40.8	2635.97	756	412.15	
8	10	0.2826	14	3.96	39.6	3057	861.32	739.19	
9	10	0.2826	20	4.66	46.6	4036.6	1101.5	1379.93	
10	10	0.2826	26	4.44	44.4	4236	1105.65	1856.05	
11	0	0.785	34	5.84	0	5583.86	4626.48	3121.06	
12	0	0.785	41	5.03	0	4093.33	3087.79	2684.35	
13	0	0.785	50	6.93	0	4674.44	3003.86	3579.5	
14	0	0.785	62	11.53	0	2952.94	1386.65	2606.53	
					480.5		19033.27	14293.23	1.542

表中：ci——为每个土条的固结快剪的粘聚力值。

Φi——为每个土条的固结快剪的摩擦角值。

αi——为每个土条弧段中点的切线与水平线的夹角，在图中量取。

Li——为每个弧段的弧长，在图中量取。

Wi——为划分的每个土条的重量，在图中量取面积，乘以相应的重度即可。

以土条5为例 $W_i=151.91\times7.7+101.89\times11=2290.5(KN/m)$ 。

滑弧半径为R=41.128m，综合分项系数 $\gamma_s=1.0$ ，不考虑极端低水位下防波堤波浪力标准值等引起的滑动力矩，即取 $M_p=0$ ，图中比例尺为1:400，那么：

向港外滑动

图 3-4 带胸墙斜坡式防波堤港外一侧圆弧滑动面

表 3—2 港外侧地基稳定性计算

土条编号	ci (kpa)	Φ i	α i	li	ci*li	wi	wi*cos(α i)*tan(Φ i)	wi*sin (α i)	Ks
1	10	0.2826	-23	5.2	52	1174.866	314.06	-458.84	
2	10	0.2826	-17	3.51	35.1	1214.103	337.15	-354.79	
3	10	0.2826	-12	3.3	33	1299.155	369.00	-269.97	
4	10	0.2826	-7	3.02	30.2	1285.361	370.45	-156.57	
5	10	0.2826	-3	2.74	27.4	1203.895	349.10	-62.98	
6	10	0.2826	1	2.83	28.3	1253.571	363.95	21.87	
7	10	0.2826	5	2.96	29.6	1356.817	392.48	118.19	
8	10	0.2826	9	2.88	28.8	1603.239	459.81	250.68	
9	10	0.2826	13	3.07	30.7	2005.08	567.31	450.82	
10	10	0.2826	18	3.06	30.6	2232.923	616.68	689.67	
11	10	0.2826	22	3.58	35.8	2711.027	729.94	1015.08	
12	10	0.2826	27	3.74	37.4	2990.495	773.80	1357.02	
13	0	0.785	33	4.34	0	3715.55	3114.23	2022.72	

14	0	0.785	40	4.93	0	4230.2	3238.90	2717.97	
15	0	0.785	47	5.39	0	4226.03	2881.14	3089.52	
16	0	0.785	55	5.38	0	3212.37	1842.35	2630.52	
17	0	0.785	63	6.58	0	1479.76	672.00	1318.10	
					398.9		17392.35	14379.03	1.383

滑弧半径为 $R=40.432\text{m}$ ，综合分项系数 $\gamma_s = 1.0$ ，不考虑极端低水位下防波堤波浪力标准值等引起的滑动力矩，即取 $M_p = 0$ ，图中比例尺为 1:400，那么：

3.3.3 短暂状况：

根据《防波堤设计与施工标准》，对未成形的防波堤进行施工复核，可以考虑逐级加荷，本工程施工时，对防波堤所在处的土壤首先进行固结沉降，因而土质与持久状态相同，而施工期防波堤的重度必然小于持久状态，因而可以将持久状态作为最危险状态考虑，不需验算逐级加荷时的地基稳定性。

3.3.4 偶然状况

该地区地震烈度为 7 度，根据 JTJ225-98《水运工程抗震设计标准》的规定应进行地震作用偶然状态下地基稳定性验算，计算水位采用设计低水位。当采用圆弧滑动面法验算时，按以下公式验算：

式中： γ_R ——抗力分项系数，取 1.0；

P_{Hi} ——第 i 土条的水平地震惯性力标准值（kN/m）；

Y_i ——第 i 土条重心至滑弧圆心的竖向距离（m），此处用形心到圆心的距离（由于土条重度上天下小，因而重心必定在形心上，假设形心符合要求，重心必然符合）；

C_i ——第 i 土条滑动面上土的粘聚力标准值（kPa）；

φ_i ——第 i 土条滑动面上土的内摩擦角（°）；

C ——综合影响系数，取 0.25；

K_H ——水平向地震系数，按 JTJ225-98 表查得 0.1；

ξ_i ——分布系数，计算整体稳定时，其值为 1；

W_{si} ——第 i 土条的重力标准值（kN/m），水下用饱和重度。

港外一侧的最危险截面选取图 3-4，计算过程见表 3-3；港内一侧的最危险截面选取图 3-3，计算过程见表 3-4

图中比例尺为 1:400

由表 3-3 得港外侧：

以土条 9 为例, $W_{si} = 18.52 \times 58.5 + 141.33 \times 11 = 2638.05 (KN/m)$

Yi: 用 AutoCAD 量出土条 9 的形心, 并量出形心到滑弧圆点的竖直距离, 即为 Yi。

滑动力<抗滑力 满足要求

由表 3-4 得港内侧:

滑动力<抗滑力 满足要求

表 3-3 地震荷载下港外侧最危险截面稳定性计算表

土条编号	α_i	C_i (kpa)	$c_i*b_i*\sec\alpha_i$	Φ_i	b_i	w_i	$w_i*\cos(\alpha_i)*\tan(\Phi_i)$	$w_i*\sin(\alpha_i)$	W_{si}	PH	Y_i	$PH*Y_i/R$
1	-23	10	38.53	0.2826	3.55	1174.87	314.06	-458.84	1500.33	37.51	35.63	33.06
2	-17	10	35.12	0.2826	3.36	1214.10	337.15	-354.79	1784.21	44.61	36.23	39.97
3	-12	10	33.06	0.2826	3.23	1299.16	369.00	-269.97	2031.13	50.78	36.64	46.02
4	-7	10	30.26	0.2826	3.00	1285.36	370.45	-156.57	2072.30	51.81	36.90	47.28
5	-3	10	27.40	0.2826	2.74	1203.90	349.10	-62.98	1970.49	49.26	37.03	45.12
6	1	10	28.34	0.2826	2.83	1253.57	363.95	21.87	2057.82	51.45	37.06	47.15
7	5	10	29.62	0.2826	2.95	1356.82	392.48	118.19	2166.26	54.16	36.38	48.72
8	9	10	28.75	0.2826	2.84	1603.24	459.81	250.68	2314.87	57.87	35.24	50.44
9	13	10	30.70	0.2826	2.99	2005.08	567.31	450.82	2638.05	65.95	33.98	55.43
10	18	10	30.62	0.2826	2.91	2232.92	616.68	689.67	2689.42	67.24	32.60	54.21
11	22	10	35.69	0.2826	3.31	2711.03	729.94	1015.08	2975.14	74.38	31.30	57.58
12	27	10	37.21	0.2826	3.32	3015.98	780.40	1368.58	3033.83	75.85	29.49	55.32
13	33	0	0.00	0.785	3.63	3390.85	2842.08	1845.96	3390.85	84.77	27.32	57.28
14	40	0	0.00	0.785	3.79	3718.46	2847.08	2389.17	3718.46	92.96	24.72	56.85
15	47	0	0.00	0.785	3.66	3730.85	2543.54	2727.51	3730.85	93.27	21.74	50.16
16	55	0	0.00	0.785	3.11	2872.53	1647.45	2352.24	2872.53	71.81	18.92	33.61
17	63	0	0.00	0.785	2.97	1479.76	672.00	1318.10	1479.76	36.99	16.90	15.46
			385.30				16202.47	13244.72				793.65

表 3-4 地震荷载下港内侧最危险截面稳定性计算表

土条编号	α_i	c_i (kpa)	$c_i*b_i*\sec\alpha_i$	Φ_i	b_i	w_i	$w_i*\cos(\alpha_i)*\tan(\Phi_i)$	$w_i*\sin(\alpha_i)$	W_{si}	PH	Y_i	$PH*Y_i/R$
------	------------	-------------	------------------------	----------	-------	-------	-----------------------------------	----------------------	----------	----	-------	------------

1	-32	10	70.15	0.2826	5.95	954.04	234.97	-505.34	984.66	24.62	33.74	17.34
2	-24	10	56.59	0.2826	5.17	1697.77	450.41	-690.22	2337.13	58.43	35.01	42.70
3	-16	10	47.64	0.2826	4.58	1902.80	531.14	-524.22	3027.65	75.69	35.87	56.67
4	-10	10	45.08	0.2826	4.44	2072.50	592.66	-359.71	3482.02	87.05	36.39	66.12
5	-3	10	46.66	0.2826	4.66	2290.50	664.18	-119.81	3934.16	98.35	36.65	75.24
6	3	10	42.46	0.2826	4.24	2174.90	630.66	113.77	3682.56	92.06	36.52	70.18
7	9	10	40.80	0.2826	4.03	2635.97	756.00	412.15	3960.56	99.01	35.13	72.61
8	14	10	39.57	0.2826	3.84	3057.00	861.32	739.19	4113.79	102.84	33.44	71.79
9	20	10	46.61	0.2826	4.38	4036.60	1101.50	1379.93	4860.22	121.51	31.43	79.72
10	26	10	44.28	0.2826	3.98	4123.56	1076.30	1806.80	4389.84	109.75	29.15	66.78
11	34	0	0.00	0.785	4.86	5328.67	4415.05	2978.43	5328.67	133.22	26.98	75.03
12	41	0	0.00	0.785	3.74	3894.67	2937.93	2554.07	3894.67	97.37	24.67	50.14
13	50	0	0.00	0.785	4.49	4438.79	2852.43	3399.05	4438.79	110.97	21.5	49.80
14	62	0	0.00	0.785	5.32	2877.42	1351.18	2539.87	2877.42	71.94	18.14	27.24
			479.85				18455.74	13723.94				821.36

3.4 地基沉降计算

3.4.1 地基沉降计算的根本原理

(1) 分层总和法简介

工程上计算地基的沉降时，在地基可能产生压缩的土层深度内，按土的特性和应力状态的变化将地基分为假设干（ n ）层，假定每一分层土质均匀且应力沿厚度均匀分布，然后对每一分层分别计算其压缩量 S_i ，最后将各分层的压缩量总和起来，即得地基外表的最终沉降量 S ，这种方法称为分层总和法。

(2) 分层总和法的具体计算步骤如下：

I. 首先根据建筑物根底的形状，结合地基中土层形状，选择沉降计算点的位置；再按作用在根底上荷载的性质（中心、偏心或倾斜等情况），求出基底压力的大小和分布。

II. 将地基分层。在分层时天然土层的交界面和地下水位应为分层面，同时在一类土层中，各分层的厚度不宜过大。对于水工建筑物地基，每层的厚度可以控制在 $H_i = 2:4\text{m}$ 或 $H_i \leq 0.4b$ ， b 为根底宽度。对每一分层，可认为压力是均匀分布的。

III. 计算地基中土的自重应力分布。求出计算点垂线上各分层层面处（如图6-3中的0，1，2...）的竖向自重应力 σ_s （应从地面算起），并绘出它的分布曲线。

IV. 计算地基中竖向附加应力分布。求出计算点垂线上各分层层面处的竖向附加应力 σ_z ，并绘出它的分布曲线，如图6-3所示。并以 $\sigma_z = 0.2\sigma_s$ 的标准确定压缩层的厚度 H 。应当注意，当根底有埋置深度 d 时，应采用基底净压力 $p_n = p - \gamma d$ 去计算地基中的附加应力。

V. 按算术平均求各分层平均自重应力 σ_{si} 和平均附加应力 σ_{zi} ：

式中： $(\sigma_{si})_{\text{上}}$ 、 $(\sigma_{si})_{\text{下}}$ 为第 i 分层上、下面的自重应力； $(\sigma_{zi})_{\text{上}}$ 、 $(\sigma_{zi})_{\text{下}}$ 为第 i 分层上、下面的附加应力。

VI. 求出第 i 分层的压缩量。根据第 i 分层的平均初始应力 $p_{1i} = \sigma_{si}$ 及初始应力与附加应力之和 $p_{2i} = \sigma_{si} + \sigma_{zi}$ ，由压缩曲线查出相应的初始孔隙比 e_{1i} 和压缩稳定后孔隙比 e_{2i} 。由 p_{1i} 、 p_{2i} 、 e_{1i} 、 e_{2i} 可得第 i 分层的压缩量，即

如果只有 a_v ， m_v 或 E_s 等压缩性指标，而没有压缩曲线，那么可用下式估算第 i 分层的压缩量，即

VII. 最后将每层的压缩量累加，即得地基的总沉降量为 $S = \sum_{i=1}^n S_i$

3.4.2 基底附加应力的求解

根据《港口工程地基标准》，地基沉降只考虑持久状况长期组合情况，水位宜采用设计低水位。地基内任一点的垂直附加应力标准值为基底附加垂直应力、基底水平力之和。其中基底附加垂直应力的设计值为基底压力设计值与基底面上原地面算起的自重压力设计值之差；基底水平力设计值可按均布考虑。

对于像图 3—5 中所示的梯形（直角梯形）分布压力，地基中任意点 M 的竖向附加应力 σ_z 可按奥斯特伯格的公式计算，即 $\sigma_z = K'_z p_n$

式中： K'_z ——竖向附加应力系数，是 $a/z, b/z$ 的函数，可在附录 J 中查询。

3.4.3 沉降量计算

地基自重应力计算表见表 3—5，地基沉降计算图见图 3—5，在地基中选取三个点，沉降量计算分别见表 3—6、3—7、3—8

表 3—5 地基自重应力表

计算点位置	γ' (kN/m)	H_i (m)	自重应力 σ_s (kPa)	平均自重应力 (kPa)
0	8.51	0	0	
1	8.51	2.03	17.2753	8.63765
2	8.51	2.03	34.5506	25.91295
3	8.51	2.03	51.8259	43.18825
4	11.28	2.65	81.7179	66.7719
5	11.28	2.65	111.6099	96.6639
6	9	2.4	133.2099	122.4099
7	9	2.4	154.8099	144.0099
8	10.39	2.2	177.6679	166.2389
9	9	2.5	200.1679	188.9179
10	9	2.5	222.6679	211.4179
11	10.39	2	243.4479	233.0579
12	9	2.7	267.7479	255.5979

图 3—5 带胸墙防波堤地基沉降计算示意图

经计算防波堤自重， $P_n = \gamma h = 7.25 \times 18 + 14.75 \times 11 = 292.75(kpa)$

如表格所示，该种型式的防波堤地基沉降量为 1.195m，沉降量很大，沉降差不大，计算的三点中，沉降差最大为 38mm，在施工中预留相应的沉降量，并注意施工时的地基沉降即可。

为了减少沉降，可采取以下措施：

- 1)、结构构造方面：设置沉降缝、采用轻型结构、回填轻质材料等
- 2)、施工方面：调整施工程序与进度，进行逐级加荷，等地基沉降一定程度再继续下一步工作。

3)、地基处理方面：采用真空预压、堆载预压和置换砂垫层等方法。

目前，防波堤地基处理的方法主要有：换填法、排水固结法、振冲法等。

本次设计，带胸墙斜坡式防波堤采用排水固结中的堆载预压法。

表 3—6 带胸墙防波堤地基沉降计算表（点 1）
(x/b=0.5)

土层 编号	ai I /m	bi I /m	Zi/m	bi I /zi	ai I /zi	kz I	ai II /m	bi II /m	bi II/zi	ai II/zi	kz II	Pn/Kpa	σ z/ KPa	平均附 加应力	Δ pi/ Kpa	Esi/Mpa	Hi (m)	Si (mm)
1上	33	6.21	0.00			0.500	33	6.21			0.500	292.75	292.75					
1下	33	6.21	2.03	3.06	16.26	0.500	33	6.21	3.06	16.26	0.500	292.75	292.75	292.75	292.75	2.75	2.03	216.10
2下	33	6.21	4.06	1.53	8.13	0.495	33	6.21	1.53	8.13	0.495	292.75	289.82	291.29	291.29	2.75	2.03	215.02
3下	33	6.21	6.09	1.02	5.42	0.490	33	6.21	1.02	5.42	0.490	292.75	286.90	288.36	288.36	2.75	2.03	212.86
4下	33	6.21	8.74	0.71	3.78	0.470	33	6.21	0.71	3.78	0.470	292.75	275.19	281.04	281.04	6.16	2.65	120.90
5下	33	6.21	11.39	0.55	2.90	0.460	33	6.21	0.55	2.90	0.460	292.75	269.33	272.26	272.26	6.16	2.65	117.12
6下	33	6.21	13.79	0.45	2.39	0.430	33	6.21	0.45	2.39	0.430	292.75	251.77	260.55	260.55	13.00	2.40	48.10
7下	33	6.21	16.19	0.38	2.04	0.415	33	6.21	0.38	2.04	0.415	292.75	242.98	247.37	247.37	13.00	2.40	45.67
8下	33	6.21	18.39	0.34	1.79	0.405	33	6.21	0.34	1.79	0.405	292.75	237.13	240.06	240.06	8.59	2.2	61.48
9下	33	6.21	20.89	0.30	1.58	0.395	33	6.21	0.30	1.58	0.395	292.75	231.27	234.20	234.20	15	2.5	39.03
10下	22	6.21	23.39	0.27	1.41	0.36	33	6.21	0.27	1.41	0.36	292.75	210.78	221.03	221.03	15	2.5	36.84
11下	33	6.21	25.39	0.24	1.30	0.342	33	6.21	0.24	1.30	0.342	292.75	200.24	205.51	205.51	8.82	2	46.60
12下	33	6.21	28.09	0.22	1.17	0.329	33	6.21	0.22	1.17	0.329	292.75	192.63	196.44	196.44	15	2.7	35.36
																	28.09	1195.093

表 3—7 带胸墙防波堤地基沉降计算表（点 2）
(x/b=0.42)

土层 编号	ai I /m	bi I /m	Zi/m	bi I /zi	ai I /zi	kz I	ai II /m	bi II/ m	bi II/zi	ai II/zi	kz II	Pn/KPa	σ z/KPa	平均附 加应力	Δ pi/ KPa	Esi/ MPa	Hi/m	Si/mm
1上	33	0.00	0.00			0.500	33	12.42			0.500	292.75	292.75					
1下	33	0.00	2.03	0.00	16.26	0.475	33	12.42	6.12	16.26	0.500	292.75	285.43	289.09	289.09	2.75	2.03	213.40
2下	33	0.00	4.06	0.00	8.13	0.460	33	12.42	3.06	8.13	0.499	292.75	280.75	283.09	283.09	2.75	2.03	208.97
3下	33	0.00	6.09	0.00	5.42	0.440	33	12.42	2.04	5.42	0.492	292.75	272.84	276.80	276.80	2.75	2.03	204.33

[illegible]

表 3—8 帶胸牆防波堤地基沉降計算表 (點 3)

 $(x/b=0.58)$ [illegible]

第四章 不带胸墙的斜坡式防波堤设计

4.1 断面尺寸

4.1.1 设计条件

设计波高选择 50 年一遇的有效波高，断面尺寸确实定采用 $H_{13\%}$ ，水位及相应的波高采用第一章自然条件中的设计水位。

4.1.2 断面尺寸的计算

4.1.2.1 根本尺寸计算

根据《防波堤设计与施工标准》JTJ298-98 有关规定：

1、堤顶高程=设计高水位+ (0.6~0.7) 设计波高 (4.1.2 条规定)

$$=2.46+4.03 (0.6\sim 0.7) = 4.878\sim 5.281 \text{ (m)} \quad \text{取为 } 5.5\text{m}。$$

2、堤顶宽度= (1.10~1.25) 设计波高 (4.1.3 条规定)

$$=4.03 (1.1\sim 1.25) = 4.43\sim 5.04 \text{ (m)} \quad \text{取为 } 5.5\text{m}。$$

3、棱体的顶面高程宜取定在设计低水位以下约 1 倍设计波高值处，取为-4.0m。(4.1.4 条规定)

4、棱体顶面宽度 $\geq 2.0\text{m}$ ；棱体厚度 $\geq 1.0\text{m}$ 堤身棱体厚度取为 2m，堤头棱体厚度取 4m。

(4.1.4 条规定)

5、斜坡堤坡度对于抛填人工块体取值范围为 1: 1.25~1: 2， 取为 1:1.5。(4.1.9 条规定)

护面块体稳定重量及厚度

按《防波堤设计与施工标准》JTJ298-98 公式(4.2.4-1)和 () 计算：

(1) 护面块体稳定重量

$$w = 0.1 \frac{\gamma_b H^3}{K_D (S_b - 1)^3 \text{ctg } \partial} \quad \text{其中 } S_b = \frac{\gamma_b}{\gamma}。$$

式中：W——单个块体稳定重量(t)；

γ_b ——块体材料的重度 (KN/m³) ,扭王字块体 $\gamma_b=23 \text{ KN/m}^3$ ；

H——设计波高(m)，H=4.03m；

K_D ——块体稳定系数，查表 4.2.5， $K_D=24$ ；

γ ——海水重度 (KN/m³)， $\gamma = 10.25 \text{ KN/m}^3$

α ——斜坡与水平面夹角 ($^{\circ}$) $\cot \alpha = m = 1.5$

那么有:

取 2.5t。

(2) 护面块体厚度

式中: h ——护面层厚度 (m)

n' ——护面块体层数, $n' = 1$

C ——扭工字块体形状系数, 取 $C = 1.36$.

那么: $h = 1 \times 1.36 \times \left(\frac{2.5}{0.1 \times 23} \right)^{1/3} = 1.40$ (m), 堤身取为 1.4m。

扭王字块体个数

式中:

N ——扭王字块体个数

A ——垂直于护面层的护面层平均面积, 此处取 100m^2

P' ——护面层的空隙率, 取 $P' = 50\%$

经计算, 堤身处块体个数 $N = 100 \times 1 \times 1.36 \times \left(1 - 0.5 \right) \left(\frac{0.1 \times 23}{2.5} \right)^{2/3} = 65$ (个)

扭王字块体混凝土用量

根据《防波堤设计与施工标准》中 4.2.18.4

式中:

Q ——扭王字块体混凝土用量

经计算, 堤身每 100m^2 安放 65 个扭王字块体需 71m^3 混凝土。

垫层块石的重量和厚度计算

(1) 垫层块石的重量

《防波堤设计与施工标准》4.2.13 外坡护面垫层块石重量可按块体重量的 $1/20 \sim 1/10$ 计算。堤身 $w = 2.5 \times (1/10) = 0.25t$, 取 $0.3t$ 。

(2) 厚度计算

《防波堤设计与施工标准》—1 计算的两层块石的厚度。

式中：h——垫层块石厚度；
$$h = n' C \left(\frac{W}{0.1 \gamma_b} \right)^{\frac{1}{3}}$$

n' ——垫层块体层数，取 n' =2；

C——块石形状系数，查表，C=1.0

γ_b ——垫层块石重度， $\gamma_b=26.5 \text{ KN/m}^3$

$$h = 2 \times 1 \times \left(\frac{0.3}{0.1 \times 26.5} \right)^{1/3} = 0.97 \text{ m, 取为 } 1 \text{ m}$$

堤前护底块石稳定重量和厚度计算

(2) 堤前最大波浪底流速

按标准《防波堤设计与施工标准》4.2.20 计算：

取设计低水位 0.25 的情况：

$$V_{\max} = \frac{\pi \times 4.09}{\sqrt{\frac{\pi \times 93.59}{9.8} sh \frac{4\pi \times 14.75}{93.59}}} = 1.24 \text{ m/s}$$

(2) 护底块石稳定重量

根据堤前最大波浪底流速查表《防波堤设计与施工标准》表 4.2.21，选用 60—100kg 块石。堤前护底块石层的宽度，采用 25m，厚度为 2.5m，在护底块石层下设置厚度为 0.5m 的碎石层。堤头段长度为 30m，厚度 3m。

抛石棱体重量

《防波堤设计与施工标准》4.2.11 当水下抛石棱体的顶面高程在设计低水位以下约 1 倍设计波高值时，棱体块石的重量可按块石重量的 1/5 计算：

那么，取为 1.5t

内坡护面块体的重量

《防波堤设计与施工标准》4.2.14，内坡护面块体的重量应符合以下规定：当允许少量波浪越过堤顶时，从堤顶到设计低水位之间的内坡护面块体重量，应与外坡护面块体重量相同，堤身取为 2.5t。设计低水位以下的内坡护面块体，宜采用与外坡护面垫层相同重量的块石，为 0.3t。

堤心石重量

堤心石采用 10kg~100kg 的块石

4.2 地基稳定性的计算

现将人工计算最危险滑弧面呈现如下：

4.2.1 持久状况

向港内滑动

图 4—1 不带胸墙斜坡式防波堤港内一侧圆弧滑动面

表 4—1 港内侧整体稳定性计算

土条编号	ci (kpa)	Φ_i	α_i	li	ci*li	wi	$wi*\cos(\alpha_i)*\tan(\Phi_i)$	$wi*\sin(\alpha_i)$	Ks
1	10	0.2826	-37	7.16	71.6	857.96	199.01	-516.11	
2	10	0.2826	-26	5.11	51.1	1473.59	384.63	-645.68	
3	10	0.2826	-17	4.16	41.6	1596.17	443.25	-466.44	
4	10	0.2826	-10	3.93	39.3	1732.28	495.37	-300.66	
5	10	0.2826	-2	4.27	42.7	2001.31	580.77	-69.81	
6	10	0.2826	6	4.57	45.7	2668.36	770.57	278.78	
7	10	0.2826	15	5.24	52.4	3877.37	1087.55	1003.04	
8	10	0.2826	24	4.81	48.1	3978.37	1055.43	1617.38	
9	10	0.2826	34	6.3	63	5445.98	1311.27	3043.99	
10	0	0.785	45	5.62	0	4068.93	2876.02	2876.02	
11	0	0.785	56	7.27	0	3352.23	1874.43	2778.20	
12	0	0.785	71	8.86	0	1500.05	488.87	1418.02	
					455.5		11567.17	11016.73	1.308

表中各值的计算同带胸墙的地基稳定性计算。

滑弧半径为 $R=31.588\text{m}$ ，综合分项系数 $\gamma_s = 1.0$ ，不考虑极端低水位下防波堤波浪力标准值等引

起的滑动力矩，即取 $M_p = 0$ ，图中比例尺为 1:400，那么：

向港外滑动

图 4—2 不带胸墙斜坡式防波堤港外一侧圆弧滑动面

表 4—2 港外侧整体稳定性计算

土条编号	ci (kpa)	Φ_i	α_i	li	ci*li	wi	$wi*\cos(\alpha_i)*\tan(\Phi_i)$	$wi*\sin(\alpha_i)$	Ks
1	0	0.785	-35	5.22	0	452.76	370.66	-259.58	
2	10	0.2826	-27	3.29	32.9	709.72	183.64	-322.06	
3	10	0.2826	-20	2.83	28.3	797.38	217.59	-272.59	
4	10	0.2826	-15	2.84	28.4	937.44	262.94	-242.51	
5	10	0.2826	-9	2.87	28.7	1049.79	301.08	-164.14	

以上内容仅为本文档的试下载部分，为可阅读页数的一半内容。如要下载或阅读全文，请访问: <https://d.book118.com/886044242141010151>