

广东省海堤工程设计导则（试行）

DB44/T182-2004

前 言

广东省地方标准《广东省海堤工程设计导则（试行）》是为规范广东省海堤工程建设标准和技术要求，根据广东省发展与改革委员会《关于编制广东省海堤工程设计导则问题的复函》（粤计农函〔2003〕645号）和广东省质量技术监督局《关于同意广东省海堤工程设计导则地方标准立项的复函》（粤质监标函〔2004〕127号）的要求，按照《中华人民共和国标准化法》、《广东省地方标准管理办法》及水利部《水利标准化管理办法》的规定，广东省水利厅负责主持编制，由广东省水利水电科学研究院会同广东省水利电力勘测设计研究院、广东省气象局、广东省水文局、国家海洋局南海预报中心等单位共同编制完成。本导则经有关部门和专家的会审，广东省质量技术监督局以〔2004〕2号文批准，由广东省质量技术监督局发布。

《广东省海堤工程设计导则（试行）》主要技术内容涉及近岸海洋水文分析计算、海堤结构设计、海堤施工设计和工程管理设计四部分内容。

本导则由广东省水利厅负责管理，具体解释工作由广东省水利水电科学研究院负责。在使用过程中，各单位应积极总结经验，并将意见寄往广东省水利水电科学研究院，以供修订时参考。

《广东省海堤工程设计导则（试行）》的主编单位：广东省水利水电科学研究院。参编单位：广东省水利电力勘测设计研究院、广东省气象局、广东省水文局、国家海洋局南海预报中心。

参加本导则编制的主要起草人员：江洧、程永东、张从联、黄锦林、杜秀忠、赵吉国、李德吉、赖翼峰、陈海新、杨光华、郑蔓丽、宋丽莉。

1 总 则

1.0.1 为了适应广东省海堤工程建设的需要，统一海堤工程的设计标准和技术要求，做到安全适用、技术先进、经济合理，使海堤工程有效地防御风暴潮和洪水危害，特制定本导则。

1.0.2 本导则适用于各种新建、加固、扩建、改建海堤工程设计。对于河口区的堤防，当堤前设计波浪平均波高大于0.3m时，宜作为海堤进行设计。

1.0.3 本导则主要内容分为近岸海洋水文分析计算、海堤结构设计、海堤施工设计和工程管理设计四部分。

1.0.4 海堤工程设计应以所在河口、海岸带的综合规划或防潮、防洪等有关专业规划为依据。位于城市的海堤工程设计，还应以城市总体规划为依据。

1.0.5 海堤工程设计应具备可靠的气象水文、地形地貌、水系水域、工程地质、建筑材料及社会经济等基本资料。海堤加固、扩建设计，还应具备海堤工程现状及运用情况等资料。

1.0.6 海堤工程设计应满足防浪、稳定、变形、渗流等方面要求。

1.0.7 海堤工程设计应贯彻因地制宜、就地取材的原则，积极慎重地采用新技术、新工艺、新材料。

1.0.8 位于地震烈度7度及其以上地区的1级海堤工程，经主管部门批准，应进行抗震设计。

1.0.9 本导则的引用标准主要有以下标准：

《堤防工程设计规范》（GB50286—98）

《防洪标准》（GB50201—98）

《堤防工程施工规范》（SL260—98）

《水利水电工程测量规范》（SL197—97）

《堤防工程地质勘察规程》（SL/T188—96）

《堤防工程管理设计规范》（SL171—96）

《海港水文规范》(JTJ213—98)

《建筑地基处理技术规范》(JGJ79—2002)

1.0.10 海堤工程设计除应符合本导则规定外,还应符合国家现行有关标准的规定。

2 符 号

| | | | |
|----------------|-----------------|------------|----------------------|
| A_F | ——桩的截面积; | P_u | ——单位长度墙底面上的波浪总浮托力; |
| C | ——波速; | P | ——单位长度胸墙上的总波浪力; |
| C_v | ——固定系数; | P_s | ——静水面处的波浪压强; |
| d_F | ——风区平均水深; | Q | ——主要护面层的护面块体、块石个体质量; |
| d_b | ——波浪破碎水深; | q | ——单位时间单位堤宽的越浪量; |
| $d_{前}$ | ——堤前水深; | q_s | ——桩周土的侧阻力特征值; |
| e | ——孔隙比; | q_p | ——桩端地基土未经修正的承载力特征值; |
| F_e | ——等效风区长度; | R | ——波浪的上爬高度;滑弧半径; |
| f | ——摩擦系数; | $R(M)$ | ——爬高函数; |
| GR | ——梯度比; | R_F | ——累积频率为F(%)的爬高; |
| g | ——重力加速度; | R_a | ——单桩竖向承载力特征值; |
| \overline{H} | ——平均波高; | S | ——沉降量; |
| H_F | ——累积频率为F(%)的波高; | T_P | ——谱峰周期; |
| H_b | ——波浪破碎时的波高; | t | ——护面层厚度; |
| $H_s、H_{1/3}$ | ——有效波的波高; | U | ——固结度; |
| h_p | ——设计频率的高潮位; | u_p | ——桩的周长; |
| i | ——水底坡度; | Z_P | ——设计频率的堤顶高程; |
| K_Δ | ——糙渗系数; | γ | ——水的重度; |
| N | ——人工块体个数; | γ_b | ——材料的重度; |
| P' | ——护面层的空隙率; | \square | ——内摩擦角; |

3 防潮(洪)标准及级别

3.0.1 海堤工程防护对象的防潮(洪)标准应以防御的潮水或洪水的重现期表示。根据防护区社会经济地位的重要性或人口的数量分等别进行防护。各等别的防潮(洪)标准按表3.0.1的规定确定。

表3.0.1 防护对象的等别和防潮(洪)标准

| 防护对象的等别 | | I | II | III | IV |
|----------|-----------|------------|---------|--------|-----------|
| 城镇 | 重 要 性 | 特别重要的城市 | 重要城市 | 中等城市 | 一般城市 |
| | 非农业人口(万人) | ≥ 150 | 150~50 | 50~20 | ≤ 20 |
| 乡村 | 防潮(洪)标准 | ≥ 200 | 200~100 | 100~50 | 50~20 |
| | [重现期(年)] | ≥ 150 | 150~50 | 50~20 | ≤ 20 |
| 工矿企业 | 防护区人口(万人) | ≥ 300 | 300~100 | 100~30 | ≤ 30 |
| | 防护区耕地(万亩) | 100~50 | 50~30 | 30~20 | 20~10 |
| 沿海经济发达乡村 | 工矿企业规模 | 特大型 | 大型 | 中型 | 小型 |
| | 防潮(洪)标准 | 200~100 | 100~50 | 50~20 | 20~10 |
| 沿海经济发达乡村 | [重现期(年)] | ≥ 200 | 200~60 | 60~10 | < 10 |
| | 防护区人口(万人) | ≥ 100 | 100~30 | 30~5 | < 5 |
| 沿海经济发达乡村 | 防护区耕地(万亩) | 200~100 | 100~50 | 50~20 | 20~10 |
| | 防潮(洪)标准 | | | | |
| 沿海经济发达乡村 | [重现期(年)] | | | | |

3.0.2 海堤工程的防潮(洪)标准应根据防护区内防潮(洪)标准较高防护对象的防潮(洪)标准确定。当防护区范围较大,防护对象互不影响、可单独构成防潮(洪)体系时,各防护区海堤工程的防潮(洪)

标准应根据其各自防护对象的防潮（洪）标准分别确定。

3.0.3 海堤工程的级别应符合表 3.0.3 的规定。

表 3.0.3 海堤工程的级别

| | | | | | |
|---------------------|------|------------|-----------|-----------|-----------|
| 防潮（洪）标准 [重现期（年）] | ≥100 | <100, 且≥50 | <50, 且≥30 | <30, 且≥20 | <20, 且≥10 |
| 海堤工程的级别 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |

3.0.4 当海堤防护区内的社会经济发展水平较高、按本导则表 3.0.1 的规定确定的防潮（洪）标准与防护区内的社会经济发展水平不相适应时，经论证可适当提高海堤的防潮（洪）标准，海堤的级别亦相应提高。

3.0.5 海堤工程上的闸、涵、泵站等建筑物及其他建筑物的设计防潮（洪）标准，不应低于海堤工程的防潮（洪）标准，并应留有适当的安全裕度。其建筑物的级别，可按照建筑物的工程等别来确定，且必须符合国家现行有关标准的规定。

4 基本资料

4.1 气象与水文

4.1.1 海堤工程设计应具备气温、风况、降水、水位、流量、流速、泥沙、潮汐、波浪等气象、水文资料。

4.1.2 海堤工程设计应具备与工程有关河口或海岸地区的水系、水域分布、河口或岸滩演变和冲淤变化等资料。

4.1.3 设计潮（水）位资料应统一基面，并与海堤工程设计采用的基面相一致。

4.2 社会经济

4.2.1 海堤工程设计应具备海堤保护区及海堤工程区的社会经济资料。

4.2.2 海堤工程保护区的社会经济资料应包括下列内容：

- 1 面积、人口、耕地、城镇分布等社会概况；
- 2 农业、工矿企业、交通、能源、通信等行业的规模、资产、产量、产值等国民经济概况；
- 3 生态环境状况；
- 4 历史潮、洪灾害情况。

4.2.3 海堤工程区的社会经济资料应包括下列内容：

- 1 土地、耕地面积、人口、房屋、固定资产等；
- 2 农林、水产养殖、工矿企业、交通通信等设施；
- 3 文物古迹、旅游设施等。

4.3 工程地形

4.3.1 海堤工程各个设计阶段的地形测量资料应符合表 4.3.1 的规定。

表 4.3.1 海堤工程各设计阶段的测图要求

| 图 别 | 工作阶段或设计阶段 | 比例尺 | 图幅范围及断面间距 | 备 注 |
|---------|-----------|-----------------------------|----------------------------|---------------------------------------------------------------|
| 地形图 | 选 线 | 1:10000~1:50000 | — | — |
| | 定 线 | 1:1000~1:10000 | 自堤中心线向两侧带状展开各 100~300m | 砂土堤基背水侧应适当加宽。如临水侧为侵蚀性滩岸，应扩至深泓或侵蚀线外 |
| 纵 断 面 图 | 初步设计 | 竖向 1:100~1:200 | — | — |
| | | 横向 1:10000~1:50000 | — | — |
| 横 断 面 图 | 初步设计 | 竖向 1:100 横向 1:500~1:1000 | 每 50~300m 一个断面，测宽 200~500m | 曲线段断面间距宜缩小。横断面宽度超过 500m 时，横向比例尺可采用 1:2000。旧堤加固横向比例尺亦可采用 1:200 |

4.3.2 新建海堤工程应提供海堤中心线的纵断面图；加固、扩建工程应同时提供横断面图、堤顶和临、背堤脚线的纵断面图。

4.4 工程地质

4.4.1 海堤工程设计的工程地质及筑堤材料资料，应符合国家现行标准 SL/T188—96 的规定。

4.4.2 海堤工程设计应充分利用已有的海堤工程及堤线上修建工程的地质勘测资料。并应收集险工地段的历史和现状险情资料，查清历史溃口堤段的范围、地层和堵口材料等情况。

4.4.3 新建海堤及无地质资料的旧堤加固工程应进行工程地质勘察。对于地质资料不完整、不能满足 SL/T188—96 要求的旧堤加固工程，还应对其进行补充勘察。

4.4.4 软土堤基上的旧堤加固工程，应查明旧堤的填筑材料和填筑时间。

4.4.5 在软土地区新建海堤或进行旧堤加固，应重视和加强原位测试工作。

5 设计潮（水）位的确定

5.1 设计潮（水）位的统计和计算方法

5.1.1 设计重现期的潮（水）位应采用频率分析的方法确定，一般要求有不少于 20 年的年最高潮（水）位资料，并应调查历史上出现的特高潮（水）位值。

5.1.2 设计重现期潮（水）位频率分析的线型，在受径流影响的潮汐河口地区宜采用皮尔逊Ⅲ型分布曲线，在海岸地区宜采用极值Ⅰ型分布曲线，皮尔逊Ⅲ型和极值Ⅰ型频率分析计算按附录 A 公式进行。

经过分析论证，也可采用其他线型进行潮（水）位频率分析计算。

5.1.3 在进行设计重现期潮（水）位频率分析时，应采用包含风壅增水影响在内的年最高潮（水）位资料作为统计资料。

5.1.4 在缺乏长期连续潮（水）位资料，但有不少于连续 5 年的年最高潮（水）位情况下，设计潮（水）位可用“极值同步差比法”与附近有不少于连续 20 年资料的长期潮（水）位站资料进行同步相关分析，以确定所需的设计潮（水）位，其计算公式如下：

$$h_{PY} = A_{NY} + \frac{R_y}{R_x}(h_{PX} - A_{MX}) \quad (5.1.4)$$

式中 h_{PY}, h_{PX} ——待求站与长期站的设计高潮（水）位，m；

A_{NY}, A_{MX} ——待求站与长期站的同期平均潮（水）位值，m；

R_y, R_x ——待求站与长期站的同期各年年最高潮（水）位的平均值与平均潮（水）位的差值，m。

在采用极值同步差比法计算时，待求站与长期站之间应满足下列条件：

- 1 潮汐性质相似；
- 2 地理位置邻近；
- 3 受河流径流（包括汛期）的影响近似；
- 4 受增减水的影响近似。

5.1.5 对于具有短期潮（水）位观测资料 [其中包括含有增水期的潮（水）位资料]，但不宜采用极值同步差比法计算时，如果待求站与邻近长期站的潮（水）位性质相似，可采用相关分析方法确定两站短期同步潮（水）位的相关程度，当相关关系较好时，可根据回归方程推算待求站的设计潮（水）位。

5.2 设计潮（水）位的确定

5.2.1 3 级及 3 级以下海堤工程的设计潮（水）位，可根据海堤所在位置按附录 B 查算。

5.2.2 1 级、2 级海堤的设计潮（水）位，除按附录 B 查算外，还应进行专题频率分析计算复核。对人类活动影响和河床冲淤变化大，洪潮作用复杂、潮（水）位受地形影响大的地区，也应做专题分析研究。

5.2.3 河口地区河道的设计洪潮水面线影响因素多、计算复杂，在进行河口区河道的海堤工程设计时，其设计洪潮水面线应采用正式颁布的最新成果。西、北江下游及其三角洲网河河道设计洪潮水面线，应采用广东省水利厅 2002 年颁布的《西、北江下游及其三角洲网河河道设计洪潮水面线（试行）》成果。

5.2.4 对于位于河口区的海堤工程，其设计潮（水）位值既有经潮（水）位测站频率分析计算的成果又有经设计洪潮水面线分析计算的成果，应进行分析比较，选取较为安全的值作为设计潮（水）位值。

6 波浪要素计算

6.1 波浪和风速的设计标准

6.1.1 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。

6.1.2 设计波浪的重现期采用与设计高潮（水）位相同的重现期。

6.1.3 设计风速的重现期采用与设计高潮（水）位相同的重现期。

6.1.4 对于直立式、斜坡式海堤护面的强度、稳定性计算，设计波高（ H_F ）的波列累积频率标准应按表 6.1.4 采用。

表 6.1.4 设计波高的波列累积频率标准

| 海堤型式 | 部 位 | 计算内容 | 波高累积频率 F (%) |
|--------|------------------|--------|----------------|
| 直立式 | 防浪墙；墙身；闸门；闸墙 | 强度和稳定性 | 1 |
| | 基础垫层；护底块石 | 稳定性 | 5 |
| 斜坡式 | 防浪墙；混凝土板护坡；闸门；闸墙 | 强度和稳定性 | 1 |
| | 干砌块石、块体护坡 | 稳定性 | 13* |
| | 浆砌石护坡；护底块石、块体 | 稳定性 | 13 |
| 海堤前的潜堤 | 护面块石、护面块体 | 稳定性 | 13 |

* 当平均波高与水深的比值 $\bar{H}/d_{前} < 0.3$ 时， F 宜采用 5%。

当推算的波高大于浅水极限波高时，设计波高（ H_F ）应按极限波高采用。极限波高按本导则 6.6 节的规定确定。

6.1.5 不规则波的不同累积频率波高 H_F 与平均波高 \bar{H} 之比 H_F/\bar{H} 可按表 6.1.5 确定。

表 6.1.5 不同累积频率波高换算

| \bar{H}/d | F (%) | 0.1 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 10 | 13 | 20 | 50 |
|-------------|-----------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 0 | $\frac{H_F}{\bar{H}}$ | 2.97 | 2.42 | 2.23 | 2.11 | 2.02 | 1.95 | 1.71 | 1.61 | 1.43 | 0.94 |
| 0.1 | | 2.70 | 2.26 | 2.09 | 2.00 | 1.92 | 1.86 | 1.65 | 1.56 | 1.41 | 0.96 |
| 0.2 | | 2.46 | 2.09 | 1.96 | 1.88 | 1.81 | 1.76 | 1.59 | 1.51 | 1.37 | 0.98 |
| 0.3 | | 2.23 | 1.93 | 1.82 | 1.76 | 1.70 | 1.66 | 1.52 | 1.45 | 1.34 | 1.00 |
| 0.4 | | 2.01 | 1.78 | 1.69 | 1.64 | 1.60 | 1.56 | 1.44 | 1.39 | 1.30 | 1.01 |
| 0.5 | | 1.80 | 1.63 | 1.56 | 1.52 | 1.49 | 1.46 | 1.37 | 1.33 | 1.25 | 1.01 |

注 d 为计算点水深，m。

当 \bar{H}/d 的值介于表 6.1.5 数值之间时， H_F/\bar{H} 可内插换算。

在工程计算中，不同累积频率的波高也可按下式进行换算：

$$H_F = \bar{H} \left[\frac{-4}{\pi} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{2\pi}} H^* \right) \ln F \right]^{\frac{1-H^*}{2}} \quad (6.1.5)$$

式中 H_F ——累积率为 F 的波高，m；

\bar{H} ——平均波高，m；

H^* ——考虑水深因子的系数，其值为 \bar{H}/d ；

F ——累积率。

6.1.6 不规则波的波周期可采用平均波周期 \bar{T} 表示, 平均波周期对应的波长 L 可直接按附录 C 确定, 也可按附录 H 中的式 (H.0.1-1) 计算。

6.2 风速的统计和计算方法

6.2.1 设计风速应采用标准风速值。标准风速值指离地面 10m 高度处、逐时观测的风速时距为 10 分钟的平均值。

6.2.2 风向以度数表示, 按 8 个方位组划分。在气象站常规 16 个风向方位基础上, 按表 6.2.2 和图 6.2.2 所示的划分方式分组。

表 6.2.2 8 个方位风向组划分表

| 风向名称 | N~NNE | NE~ENE | E~ESE | SE~SSE | S~SSW | SW~WSW | W~WNW | NW~NNW |
|----------|----------------------|---------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|-----------------------|
| 代表范围 (°) | 348.75 ~ 33.75 | 33.75 ~ 78.75 | 78.75 ~ 123.75 | 123.75 ~ 168.75 | 168.75 ~ 213.75 | 213.75 ~ 258.75 | 258.75 ~ 303.75 | 303.75 ~ 348.75 |
| 平均方位 (°) | 11.25 | 56.25 | 101.25 | 146.25 | 191.25 | 236.25 | 281.25 | 326.25 |

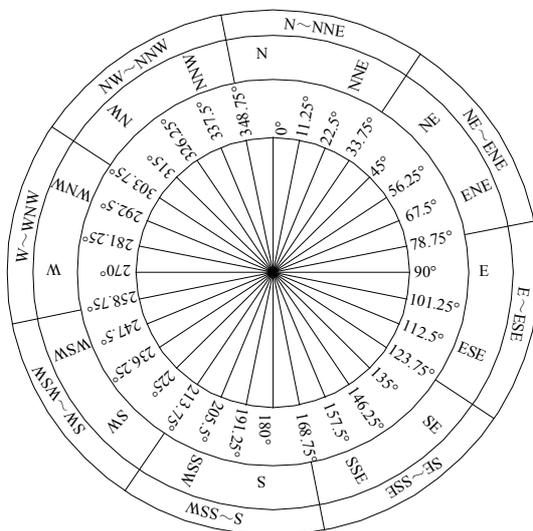


图 6.2.2 8 个方位风向组划分示意图

6.2.3 在计算不同重现期的设计风速时, 应按本导则规定的 8 个方位分别进行统计。

6.2.4 计算不同重现期的设计风速时, 所采用的基础资料年限应不小于 30 年。工程所在地临时气象观测站测风资料应在 1 年以上, 资料系列应包含台风影响。

6.2.5 利用工程所在地临时测风资料计算不同重现期的设计风速时, 需要进行资料延长订正。可选取附近年限较长的国家气象站同步观测资料, 采用线性回归方法, 建立可信的回归方程, 然后利用国家气象站历史观测资料将工程所在地临时测风序列延长。

6.2.6 风速观测模式不一致时, 应进行相应换算。广东沿海地区气象站每日 4 次观测的 2 分钟风速值可按以下公式换算为标准风速值:

$$y = 1.3057 + 1.0704x \quad (6.2.6)$$

式中 x ——每日 4 次观测的 2 分钟风速值;

y ——标准 10 分钟风速值。

6.2.7 风速的高度换算宜采用指数公式:

$$v = v_z \left(\frac{z}{z_z} \right)^a \quad (6.2.7)$$

式中 z_z ——已知的测风高度（测风传感器离地面的高度）；

v_z ——已知 z_z 高度处的风速；

z ——需要订正的高度；

v ——需求的 z 高度处的风速；

a ——风随高度变化指数，其取值大小按下垫面特征确定。

表 6.2.7 给出了风速较大时，各类下垫面的 a 取值。

表 6.2.7 各类下垫面风速较大时的 a 取值

| 下垫面特征 | A类 | B类 | C类 | D类 |
|-------|----------|-----------|-----------|----------|
| a | 0.09—0.1 | 0.11—0.13 | 0.14—0.16 | 0.17—0.2 |

注 A类：地形平缓的沙滩和植被低矮的海岸、海岛；B类：丘陵和植被较高的海岸、海岛；

C类：离海岸较远的田野、房屋稀少的乡村、城市郊区；D类：离海岸较远的城镇、城市市区。

6.2.8 海堤或建筑物迎风面的选取，应综合考虑该地的主导风向（夏季风和冬季风）和最大风速的风向等因素。

6.2.9 海岸边无现场气象观测资料时，海岸的风速值利用表 6.2.9 给出的订正系数进行计算。

表 6.2.9 海岸与相邻气象站设计风速订正系数

| 地区 | 重现期（年） | | | | | |
|---------|--------|------|------|------|------|------|
| | 10 | 20 | 30 | 50 | 100 | 200 |
| 深圳大鹏岸段 | 1.41 | 1.34 | 1.31 | 1.28 | 1.25 | 1.22 |
| 湛江东南海岸段 | 1.35 | 1.34 | 1.33 | 1.33 | 1.32 | 1.32 |
| 潮州饶平海岸段 | 1.29 | 1.26 | 1.25 | 1.23 | 1.22 | 1.21 |
| 阳江海陵海岸段 | 1.28 | 1.26 | 1.24 | 1.23 | 1.22 | 1.20 |

利用表 6.2.9 选取订正系数时，应注意结合当地气象站距海岸的距离、地形和下垫面特性。

6.2.10 设计重现期风速频率分析的线型推荐采用极值 I 型分布曲线。

6.2.11 本导则给出我省沿海地区国家气象站位置资料，以及根据国家气象站实测资料经频率分析后得出的 8 个方位风向不同重现期设计风速成果表。3 级及 3 级以下海堤工程的设计风速，可从附录 E 中查算出相近气象站参数值，再根据工程所在位置，进行设计风参数值的订正换算。

6.2.12 1 级、2 级海堤的设计风参数，除按附录 E 直接查算外，还应进行专题风分析论证复核；对重要工程和地形复杂的地区，应在工程位置设置短期测风站，进行专题观测分析研究。

6.3 波浪的统计和计算方法

6.3.1 当工程所在位置或其附近有较长期的波浪实测资料时，可采用分方向的某一累积频率波高的年最大值系列进行频率分析，确定不同重现期的设计波高。

6.3.2 在进行设计波高或周期的频率分析时，连续的资料年数不宜少于 20 年，且应采用已包含台风影响在内的波浪资料作为统计资料。

6.3.3 波高与周期的频率曲线，可采用皮尔逊 III 型曲线。当有条件时，也可以与实测资料拟合最佳为原则，选配极值 I 型分布或其他理论频率曲线确定不同重现期的设计波浪。皮尔逊 III 型曲线和极值 I 型分布曲线的分析方法可参照本导则 5.2 节的规定。

6.4 海湾和河口区波浪要素计算

6.4.1 本导则所指的海湾和河口区，是指水域内有岛屿或陆地阻挡、或水域狭窄不规则，形成封闭或半封闭、且水域波浪以风浪为主的海域。

6.4.2 在不具备实测资料的情况下,海湾和河口区波浪要素宜采用风推浪的方法进行计算。具体计算按本导则附录H中H.0.2和H.0.3确定。

6.5 开敞式海岸波浪要素计算

6.5.1 本导则所指的开敞式海岸,是指面向大海,以受外海涌浪或混合浪影响为主的海岸线。

6.5.2 开敞式海岸波浪要素宜用实测波浪资料频率分析的方法确定,连续的资料年数不宜少于20年。

6.5.3 当工程所在地无长期测波资料时,可采用工程所在地附近或外海已有的波浪资料进行推算。本导则给出了云澳、遮浪、大万山、碓洲四个海洋水文站的长期测波资料推算的重现期波浪要素,以及海门外海、惠来外海、甲子外海、红海湾外、大亚湾口、大鹏湾口、荷包岛、镇海湾外、北津外海、阳西外海、水东外海、徐闻东外海等地约20m水深不同波向组的重现期波浪要素(见附录G),供推求设计波浪要素时采用。

6.6 波浪浅水变形计算

6.6.1 波浪向近岸浅水区传递,其波高、波长、波向均要发生变化,应进行波浪浅水变形计算。波浪浅水变形计算包括浅水校正、波浪折射、波浪绕射、底摩阻损失等。

6.6.2 近岸波浪浅水变形计算应符合下列规定:

1 波浪向近岸浅水区传播时,可假定平均波周期不变,任意水深处的波长可按本导则附录H式(H.0.1)计算,也可直接按本导则附录C确定。

2 浅水区任意水深处的波高,应按浅水变形计算确定。当水底坡度平缓,波浪传播距离较长时,浅水变形宜计入底摩阻的影响。

3 当波浪浅水变形计算得到的波高大于该处的极限波高时,设计波高不应大于极限波高。

6.6.3 变形计算的起始水深,在海湾和河口区可取风区平均水深处的水深;对开敞式海区,结合本导则附录G中给出波浪要素的位置,可取相应等深线附近的水深。

6.6.4 近岸浅水区波浪变形计算采用基于线性波浪理论的计算方法,对不需进行波浪折射和波浪绕射计算的,具体计算按本导则附录H中的H.0.5条确定。

6.6.5 波浪浅水变形计算应算至海堤堤脚处。

6.6.6 破碎波高按下列规定确定:

1 规则波在浅水中发生破碎时,破碎波高 H_b 与破碎水深 d_b 的比值可按图6.6.6确定。在图上求得不同水深 d 处的破碎波高 H_b ,即为该水深的极限波高。

2 不规则波列中大于或等于有效波的波浪,其破碎波高与破碎水深的比值可按图6.6.6所得的破碎波高与破碎水深之比值再乘以0.88的系数,深水波长采用下式计算:

$$L_0 = 1.17\bar{T}^2 \quad (6.6.6)$$

3 当海底坡度 $i < 1/140$ 时,波浪的破碎波高与破碎水深比值的最大值可按表6.6.6确定。

6.6.7 在确定堤前波高时,对按6.6.4计算得到的堤前平均波高,可按表6.1.5换算或按式(6.1.5)计算出不同累积率波高 H_F ,且与破碎波波高 H_b 进行比较,如果 $H_F = H_b$,则堤前波高取 H_F ;如果 $H_F < H_b$,则堤前波高取 H_F ;如果 $H_F > H_b$,波浪在离岸较远处已破碎,堤前波高取 H_b 。

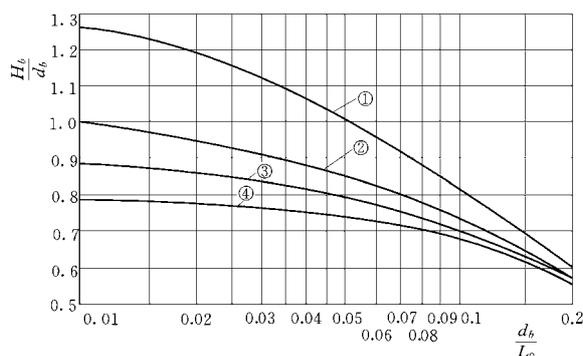


图 6.6.6 破碎波高与破碎水深比值

①—水底坡度 1/10；②—水底坡度 1/20；③—水底坡度 1/50；④—水底坡度 1/50 以下

表 6.6.6 缓坡上破碎波高与破碎水深最大比值

| i (H_b/d_b) | 1/1000 | 1/500 | 1/400 | 1/300 | 1/200 | 1/140 |
|----------------------|--------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0.60 | 0.60 | 0.61 | 0.63 | 0.69 | 0.78 |

6.6.8 对海堤工程波浪浅水变形计算应计及波浪折射和波浪绕射的，具体计算方法可参见 JTJ213—98。

7 波浪爬高计算

7.1 波浪爬高计算

7.1.1 海堤工程的波浪爬高计算应以海堤堤前的波浪要素作为计算波浪要素。堤前波浪要素应依本导则第 6 章的规定计算确定。

7.1.2 堤前水深 $d_{前}$ 是指海堤堤脚前的水深，其位置应与本导则第 7.1.1 条的规定相一致。可按下式计算：

$$d_{前} = h_P - h_{滩} \quad (7.1.2)$$

式中 $d_{前}$ ——堤前水深，m；

h_P ——设计年频率 P 的高潮位值，m；

$h_{滩}$ ——堤脚前海床高程，m；

7.1.3 波浪爬高计算应采用不规则波要素为计算条件。

7.1.4 波浪爬高计算应按单一坡度海堤、带平台的复合斜坡堤、折坡式海堤等各种海堤型式分类进行，计算时应根据海堤实际断面特征，合理分析和概化后采用合适的计算公式。可按本导则附录 J 的规定确定。

7.1.5 对 1 级、2 级或断面几何外形复杂的重要海堤，波浪爬高值宜结合断面模型试验确定。

7.2 消浪计算

7.2.1 对于堤前有浅滩的海堤，种植防浪林可有效地消减波浪爬高值。对于堤前植有防浪林的波浪爬高，应先确定防浪林消波后的堤脚前波高，再计算波浪爬高值。防浪林的消波系数可参考本导则附录 J 第 J.0.10 条的规定确定。

7.2.2 斜坡堤采用四脚空心块体、栅栏板、插砌条石等加糙护面结构的工程措施可降低波浪爬高值，其相应的波浪爬高计算方法可按本导则附录 J 的规定确定。

7.2.3 对于插砌条石斜坡堤，当考虑其消浪作用时，平面加糙率宜采用 25%。其相应的波浪爬高计算可参考本导则附录 J 第 J.0.11 条的规定确定。

8 越浪量计算

8.1 允许越浪量

8.1.1 按允许部分越浪标准设计的海堤，其堤顶面、内坡及坡脚均应进行防护并按防冲结构要求进行护面设计。护面结构型式应做到安全可靠，并应留有适当的安全裕度。

8.1.2 允许越浪量应根据海堤工程的级别、重要程度和护面防护结构型式的抗冲性综合确定。表 8.1.2 列出了几种常见护面结构型式海堤的允许越浪量。

表 8.1.2 几种常见护面结构型式海堤的允许越浪量

| 海堤型式和构造 | | 允许越浪量 [$m^3 / (s \cdot m)$] |
|------------|------------------------------|----------------------------------|
| 有后坡（海堤） | 堤顶为混凝土或浆砌块石护面，内坡为生长良好的草地 | ≤ 0.02 |
| | 堤顶为混凝土或浆砌块石护面，内坡为垫层完好的干砌块石护面 | ≤ 0.05 |
| 无后坡（护岸） | 堤顶有铺砌 | ≤ 0.09 |
| 滨海城市堤路结合海堤 | 堤顶为钢筋混凝土路面，内坡为垫层完好的浆砌块石护面 | ≤ 0.09 |

8.1.3 对于堤顶为混凝土或浆砌石、内坡为垫层完好有效的干砌石护面结构型式的海堤，除按设计重现期波浪条件计算并复核越浪量外，还应提高一级波浪设计重现期校核越浪量，在校核条件下允许越浪量可放宽至 $0.07\text{m}^3/(\text{s}\cdot\text{m})$ 。

8.1.4 对于1级、2级或有重要防护对象的海堤，允许越浪量应结合断面模型试验确定。并宜通过模型试验验证越浪水量，以及堤顶和内坡护面的防冲稳定性。

8.2 越浪量计算

8.2.1 海堤越浪量与堤前波浪要素、堤前水深、堤身高度、堤身断面形状、护面结构型式以及风场要素等因素有关。应根据海堤的实际情况选择合适的公式进行计算。

8.2.2 海堤越浪量计算公式分为无风条件和有风条件两种，可根据海堤实际情况按本导则附录K的规定计算确定。当存在向岸风时，越浪量计算应计及风的影响。计算时可先按无风条件进行越浪量计算，然后再按有风条件进行校正。

8.2.3 本导则附录K给出了单坡型式海堤在几种坡度条件下的海堤越浪量计算公式。对于其他断面结构型式的海堤，经适当概化后可类比附录K的计算公式估算堤顶越浪量，作为海堤设计的参考。对1级、2级或有重要防护对象的海堤宜结合断面模型试验确定越浪量。当堤顶越浪量超过允许越浪量时，应采取加高堤身或加强护面防冲结构的措施，必要时可做专题研究。

9 波浪作用力计算

9.0.1 对海堤工程的波浪作用力计算应以海堤堤脚前的波浪要素作为计算波浪要素。堤前波浪要素应依本导则第6章的规定计算确定。

9.0.2 海堤工程的波浪作用力计算应采用不规则波要素为计算条件。

9.0.3 波浪作用力的计算可分为直立护面和斜坡式护面海堤计算。直立护面波浪力的计算应按本导则附录L.1、斜坡式护面波浪力的计算应按本导则附录L.2确定。

9.0.4 对于单一坡度陡墙式海堤的波浪力计算，可参考计算相关直立护面波浪力的公式进行估算，对重要海堤必要时可结合断面模型试验确定。

9.0.5 对于斜坡上设置平台或护面坡比变化较大的重要海堤，以及对按允许部分越浪标准进行设计的海堤，其波浪作用力计算宜进行专题研究。

10 堤线布置与堤型选择

10.1 堤线布置

10.1.1 堤线布置应根据防洪规划，地形、地质条件，滩涂河口海岸演变规律，结合生态环保具体要求、施工、建筑材料条件，已有工程现况，考虑防汛抢险、征地拆迁、文物保护、堤岸维修管理等因素综合拟定堤线路，经技术经济比较后综合确定。

10.1.2 堤线布置的一般原则：

1 堤线布置应按照国家有关法律法规，结合省、市、地区对海堤区域的统一规划，综合开发利用的目的要求进行合理布置。

2 堤线布置应与地区经济社会发展规划相协调，并应分析论证对生态环境和社会经济的影响。

3 堤线布置应对海堤形成后因地形地貌的改变而造成滩涂、河口的冲、淤变迁进行必要的预测，重点地段或重点滩涂、河口，必要时进行专题研究。

4 堤线布置应结合当地的地质、地形、地貌、施工、建材等实际情况，选取综合效益最优的堤线方案，一般应拟定堤线比较方案进行对比选择。

5 堤线应力求平滑顺直，避免曲折转点过多，转折段连接应平顺圆滑，一般不应出现折线和凹凸。堤线较长时，可以考虑分段采用不同断面型式，但在不同断面型式衔接部位，应有相应的过渡段或过渡部

位的处理措施。

6 在堤线布置需要与城市景观、堤路结合时,应统一规划布置,相互协调,尽量减少堤身、堤顶的附属构筑物。应结合排涝、涵闸及过堤建筑物的需要统一规划布置,合理安排,综合选线。

7 堤线布置应利用已有旧堤线路和有利地形。在河口区,堤线布置应服从河口治导线的要求。

8 堤线布置应选取地质条件较好,冲淤稳定的地段,避开古河道、古冲沟和尚未稳定的潮流沟等地层复杂的地段。

10.2 断面结构型式与堤型选择

10.2.1 海堤按断面外形一般可分为斜坡式、陡墙式和混合式三种基本型式。

10.2.2 堤型选择应按因地制宜、就地取材的原则,根据堤段所处位置的重要程度、堤址地质条件、筑堤材料、水流、波浪特性、施工条件,结合运行、管理、维修、环保、景观的要求,经过技术经济比较,综合确定。

10.2.3 旧堤的加固扩建原则上保持原有的堤型断面型式。应避免新旧堤之间产生较大的沉降差。对需重大改变堤身型式的旧堤改造扩建,按新建海堤标准断面、不均匀地基强度设计。

10.2.4 旧堤加固扩建工程必须查明旧堤堤身存在的险工和隐患,针对险情,按新建海堤标准作出加固处理。

10.2.5 当海堤较长、地质、水文条件变化较大时,宜采用分段设计。按各段的侧重点可采用不同的断面型式和堤顶高程,优化设计方案。不同的断面型式的结合部应设置渐变段,做好渐变衔接处理。

10.2.6 在允许部分越浪的堤段,海堤堤顶及背海坡应增加保护措施以抵抗越浪水体的冲击。堤后应设置排水沟等排水系统,及时排泄越浪水量。

11 堤身设计

11.1 一般规定

11.1.1 新建海堤或旧海堤的加固、扩建、改建,堤身设计应根据地形、地质、潮汐、风浪、筑堤材料及运行要求分段进行。堤身各部位的结构与尺寸应经稳定及强度计算和技术经济比较后确定。

11.1.2 对改建的海堤堤段应按新建海堤进行设计,并应与临近海堤的结构型式相协调。

11.1.3 保护城市(镇)的海堤应尽可能与市政工程结合,码头、排污管、滨海大道、公园等应统筹安排,在满足工程安全的前提下,可采用多功能的结构型式,当海堤堤顶高程与城市规划不一致时,可按允许越浪设计。

11.1.4 保护城市(镇)的海堤应注意城乡结合部不同防潮(洪)标准堤段之间的衔接。

11.1.5 堤身设计应包括确定断面布置、堤顶高程、堤顶宽度、边坡、护面、护脚、防浪墙、平台、防渗与排水设施、堤基等。

11.1.6 堤身设计应计算以下内容:

- 1 堤顶高程。
- 2 护面块体的稳定重量和护面层厚度。
- 3 护面的强度。
- 4 护底块石的稳定重量。
- 5 挡墙及防浪墙的抗滑、抗倾稳定性及承载力。
- 6 堤身与堤基的整体抗滑。
- 7 堤身与堤基的沉降。

11.1.7 堤身断面力求简单、美观、便于施工和维修,材料应就地取材,尽可能采用新技术、新工艺。

11.2 筑堤材料及土料填筑标准

11.2.1 海堤工程所用的土、砂砾料、石料、水泥、钢筋及土工合成材料等,质量应符合国家现行标准的

有关规定。浇筑混凝土用的砂料如确定采用海砂时，应进行专题论证。筑堤材料应尽可能就地取材。

11.2.2 堤身土料选用亚粘土时，粘粒含量宜为 15%~30%，塑性指数宜为 10~20，且不得含植物根茎、砖瓦垃圾等杂质；填筑土料含水量与最优含水量的允许偏差为±3%。

11.2.3 除淤泥及淤泥质土外的粘性土堤的填筑标准应按压实度确定，压实度值应符合表 11.2.3 的规定。

11.2.4 无粘性土堤的填筑标准应按相对密度确定，相对密度值应符合表 11.2.4 的规定。

表 11.2.3 压实度表

| 堤防级别及堤高 | 压实度 |
|---------------------|-------|
| 1 级 | ≥0.94 |
| 2 级和高度大于 6m 的 3 级堤防 | ≥0.92 |
| 3 级以下及低于 6m 的 3 级堤防 | ≥0.9 |

表 11.2.4 相对密度 D_r 表

| 堤防级别及堤高 | 相对密度 |
|-----------------------|-------|
| 1、2 级和高度超过 6m 的 3 级堤防 | ≥0.65 |
| 高度低于 6m 的 3 级以下的堤防 | ≥0.6 |

11.2.5 对于 3 级以下的堤段可采用海相沉积的淤泥及淤泥质土作为筑堤材料且应采取加大堤身断面、放缓边坡等措施，制定专门的施工工艺和明确的限制条件，经过技术经济论证，确定筑堤土料的设计干密度。

11.3 堤顶设计高程确定

11.3.1 堤顶高程是指海堤沉降稳定后的堤顶高程，应根据设计高潮（水）位、波浪爬高及安全加高值确定，可按式（11.3.1）进行计算：

$$Z_p = h_p + R_F + A \quad (11.3.1)$$

式中 Z_p ——设计频率的堤顶高程，m；

h_p ——设计频率的高潮（水）位，m；可按本导则第 5 章的规定确定；

R_F ——按设计波浪计算的累积频率为 $F\%$ 的波浪爬高值，m；海堤按不允许越浪设计时取 $F = 2\%$ ，

按允许部分越浪设计时取 $F = 13\%$ ；可按本导则第 6、7 章的规定确定；

A ——安全加高值，m，按本导则表 11.3.1 的规定选取。

表 11.3.1 堤顶安全加高值

| 海堤工程等级 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|----------------|-----|-----|-----|-----|-----|
| 不允许越浪 A (m) | 1.0 | 0.8 | 0.7 | 0.6 | 0.5 |
| 允许部分越浪 A (m) | 0.5 | 0.4 | 0.4 | 0.3 | 0.3 |

当海堤堤顶临海侧设有防浪墙且防浪墙稳定、坚固时，堤顶高程可算至防浪墙顶面。但不计防浪墙的堤顶面高程仍应高出设计高潮（水）位 $0.5H_w$ 以上，且不应低于设计高潮（水）位 $0.5m$ 。

11.3.2 当海堤按允许部分越浪设计时，堤顶高程按式（11.3.1）计算后，还应按本导则第 8 章的规定计算并复核海堤的越浪量，海堤的越浪量不应大于海堤的允许越浪量。

11.3.3 对于允许部分越浪的海堤，当按式（11.3.1）计算确定堤顶高程后，由于地基软弱等原因，堤身高度难以达到时，可采用控制海堤的越浪量不大于海堤允许越浪量的方法确定堤顶高程，但不计防浪墙的堤顶面高程应高出设计高潮（水）位 $1.5m \sim 2.5m$ ，其具体取值应根据波浪大小和海堤等级确定，且不应低于设计高潮（水）位 $0.5H_w$ 。对 1 级、2 级或有重要防护对象的海堤应结合断面模型试验确定。

11.3.4 对于允许部分越浪的海堤，当计算的越浪量超过海堤允许越浪量时，应通过加高堤身减少越浪量、或者对堤顶和背海侧加强防冲保护以提高海堤的允许越浪量等措施，使其满足计算越浪量不超过允许越浪量的要求。当海堤堤脚前的波浪较大时，也可采用设置平台、人工消浪块体或防浪林（生物）等工程措施减小海堤的越浪量。

11.3.5 对于滨海城市有景观要求的堤路结合海堤，当按照允许部分越浪海堤设计时，经论证在保证越浪

水量对海堤自身安全和道路交通安全无影响及堤后越浪水量排泄通畅的前提下，堤顶超高可不受第 11.3.1~11.3.4 条规定的限制，但不计防浪墙的堤顶面高程仍应高出设计高潮（水）位 0.5m 以上。

11.3.6 在计算堤顶高程时，应加上预留堤身和堤基的沉降量。海堤预留沉降量可根据堤基地质、堤身土质及填筑密度等因素分析确定，非软土地基宜取提高的 3%~8%，加高的海堤宜取小值。当有下列情况之一时，沉降量应按本导则第 14.2 节的规定计算：

- 1 土堤高度大于 10m。
- 2 堤基为软弱地基。
- 3 非压实土堤。
- 4 压实度较低的土堤。

11.4 断面型式

11.4.1 堤身断面应根据堤基地质情况、筑堤材料、结构型式、波浪作用情况、施工及应用条件等，经稳定计算和技术经济比较后确定。加固、扩建的海堤还应考虑充分利用现有堤身结构因素综合确定。

11.4.2 斜坡式断面海堤堤身高度大于 6m 时，背海侧坡面宜设置马道，宽度一般为 1.5m~2m。对波浪作用强烈的堤段以及路堤结合的堤段，宜在临海侧设置消浪平台，高程一般在设计高潮（水）位或平均高潮（水）位处。平台宽度可为波高的 1 倍~2 倍，但不宜小于 3m。

11.4.3 陡墙式断面海堤，临海侧可采用重力式、悬臂式、扶壁式或箱式挡墙支挡，背海侧回填土料，填筑而成，一般用于基础条件较好、水深中等的堤段。底部基础多用抛石基床。挡墙材料可采用混凝土、浆砌块石。

11.4.4 混合式断面海堤一般用于临海侧滩脚低、波浪大的堤段，堤身高度大于 5m，此时的二阶平台宽应按本导则第 11.4.2 条规定的宽度要求确定。

11.5 堤身细部结构

11.5.1 堤顶宽度（不包括防浪墙）应根据堤身整体稳定、防汛、管理、施工的需要按表 11.5.1 确定。对堤、路结合的海堤，应参照公路设计要求拟定堤顶宽度。

表 11.5.1 堤顶宽度

| 海堤级别 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|----------|----|----|----|----|----|
| 堤顶宽度 (m) | ≥8 | ≥7 | ≥6 | ≥4 | ≥3 |

11.5.2 堤顶结构包括防浪墙、堤顶路面、错车道、上堤路、人行道口等，应符合以下规定：

1 按不允许越浪设计的堤身，可在临海侧设置防浪墙，净高 0.8m~1m，不宜超过 1.2m，埋置深度应满足稳定要求，结构可采用干砌石勾缝，浆砌石、混凝土砌筑。应根据风浪的大小选取恰当的材料及结构型式。防浪墙底部埋深应大于 0.5m，并应进行稳定计算，当底部埋深大于 1m 时，可考虑静止土压力的作用。与陡墙式挡墙结合的防浪墙，不应在堤顶位置设置水平施工缝。一般每隔 8m~12m 设置一条伸缩缝。

2 堤顶路面结构应根据用途、防潮、管理的要求，结合堤身土质条件进行选择。表 11.5.2 列出了各种不同类型路面的单坡路拱平均横坡度。

3 错车道根据防汛交通需要设置。对于宽度不大于 4.5m 的堤顶，宜在堤背海侧选择有利地点设置错车道。错车道处的路基宽度不小于 6.5m，有效长度不应小于 20m。

4 根据防潮、管理和群众生产的需要，应设置上堤坡道。上堤坡道的位置一般应设在堤围的背海侧，可采用加铺转角式交叉形式，道宽一般为 3m，最大纵坡不宜大于 8%。

表 11.5.2 各种不同类型路面的单坡路拱平均横坡度

| 路面类型 | 单坡路拱平均横坡度 (%) |
|-------------|---------------|
| 沥青混凝土、水泥混凝土 | 1~2 |
| 整齐石块 | 1.5~2.5 |
| 半整齐石块，不整齐石块 | 2~3 |
| 碎石、砾石等粒料路 | 2.5~3.5 |

| | |
|--------------|-----|
| 炉渣土、砾石土、砂砾土等 | 3~4 |
|--------------|-----|

5 当堤围临海侧不直接临海, 堤外有滩涂养殖业, 或虽直接临海, 但渔民生产、生活确有需要时, 可考虑在堤顶防浪墙上开口, 设置人行道口。人行道口宽 1m~1.2m, 开口两侧防浪墙应预留装配式简易木闸门门槽, 宽度 8cm~10cm。

11.5.3 堤身边坡应符合下列规定:

1 堤身边坡应根据断面结构、地基、波浪、筑堤材料、施工及运用条件经稳定计算确定。稳定计算包括整体稳定和边坡内部稳定两部分。整体稳定按本导则第 13 章的规定计算, 边坡内部稳定按附录 P 计算。

2 海堤临海侧坡应设置工程护坡, 若按允许越浪设计, 则堤顶及背海侧坡也应设置工程护坡, 当堤身高度大于 6m, 背海侧坡设置有马道时, 一级坡是否设置工程护坡应根据越浪量及排水沟的排水量决定是否采用工程护坡。

3 护坡材料可采用干砌石、浆砌石、现浇混凝土板或人工混凝土块体。一般风浪较大的堤段, 应采用干砌条石护坡; 风浪较大, 但沉降量不大时, 可采用浆砌(混凝土砌)块(条)石护坡; 对风浪特别大的堤段也可采用人工混凝土块体护坡。有消浪平台的平台外转角处受波浪作用强烈, 内转角处受回浪冲刷, 是护坡须重点加强的部位。

4 在护面材料与堤身土体之间必须设置有一定级配的反滤层作为护面块体的铺垫。反滤层由碎石、砂或土工织物组成。开采块石时的自然级配石渣也可用作反滤层材料。但石渣中片石长边应控制在 10cm 以下, 含泥量不超过 5%。一般临海侧反滤采用碎石、砂或土工织物, 背海侧反滤采用自然级配石渣、土工织物。

5 干砌石护面的反滤层厚度一般为 0.5m, 陡墙式挡墙后反滤层厚度一般为 0.6m~1.0m。当采用粒径 5cm 及以下的且有一定级配的砂、碎石材料时, 厚度可为 0.3m。对浆砌石、混凝土砌石, 采用石渣作为反滤层时, 垫层厚度可在 0.5m 的基础上适当减小。风浪较大的堤段, 垫层可适当加厚。

6 土工织物的孔径要求既要保土、保砂, 又要充分透水, 还要防止孔眼淤堵失效, 且强度应能满足施工时不扯破, 不顶破, 设计计算方法见附录 M。一般宜选用厚度较厚、重量不小于 300g/m² 的土工织物, 抗拉强度符合相应规格的企业质量控制标准。

7 按不允许越浪设计的海侧堤的背海坡可采用草皮护坡。

11.5.4 为确保护坡的稳定, 在护坡脚末端应设置护脚, 护脚块石的稳定重量计算见附录 N.0.5。

11.5.5 堤身应设置排水设施, 宜按下列要求设置:

1 工程护坡为浆砌石、现浇混凝土板时, 应设置排水孔, 孔径可为 50mm~100mm, 孔距 2m~3m, 宜按梅花形布置。

2 堤身高于 6m 的土坡面, 宜在堤顶、堤坡、堤脚以及堤坡与山坡或者其他建筑物结合部设置排水沟。平行堤轴线的排水沟可设在马道内侧及近背海侧坡脚处。坡面竖向排水沟可每隔 50m~100m 设置一条, 并应与平行堤轴线的排水沟连通。排水沟可采用浆砌预制混凝土块或块石砌筑, 断面型式有梯形、矩形, 采用梯形断面时, 边坡一般为 1:1~1:1.5, 底宽不宜小于 0.4m, 平行堤轴线的排水沟纵向坡降不宜小于 0.5%。

3 按允许越浪设计的海堤, 应设置坡面排水系统, 排水沟断面尺寸根据越浪水量大小及边坡坡度确定。

11.6 消浪措施

11.6.1 海堤临海侧遇波浪作用强烈时, 可根据地形、海堤断面型式, 采用工程、生物消浪措施削减波浪能量。

11.6.2 对斜坡式、混合式断面堤身, 可设置消浪平台消浪, 降低波能, 平台设置位置及平台宽按本导则第 11.4.2 条的规定设计。

11.6.3 对陡墙式断面堤身, 陡墙临海侧面可做成圆弧形, 或将防浪墙做成悬挑的反弧形, 具体尺寸, 应根据冲刷线及波高等参数计算决定。

11.6.4 可在斜坡式断面临海侧坡面设置消力齿(墩), 或浆(混凝土)砌外凸块石增加糙率, 以利破浪消能。

11.6.5 根据波浪作用的强烈程度，可采用人工混凝土块体护坡、护脚，并可参考国家现行有关标准《防波堤设计与施工规范》（JTJ298—98）的有关规定设计。

11.6.6 堤前有滩涂的堤段应采取营造防浪林的生物消浪措施消浪。其消浪效果可按本导则第 7.2 节的规定计算。

11.7 岸滩保护设计

11.7.1 海堤临海侧从坡脚算起（有镇压层的从镇压层坡脚算起）50m~200m 范围内的岸滩和背海侧坡脚 30m~50m 左右的范围，是保护海堤的重要屏障，应设置保护措施。海堤背海侧不宜直接临水，凡堤脚直接临水的，加固时应纳入加固设计，并使保护范围的高程略高于堤内地面高程。

11.7.2 堤岸受风浪、水流、潮汐作用可能发生冲刷破坏的堤段应采取防护措施。应采用工程措施与生物措施相结合的防护方法，促淤固滩保堤，对受海流影响较大的堤段，必要时进行专题研究。

11.7.3 堤岸防护长度，应根据风浪、水流、潮汐及堤岸崩塌趋势等分析确定。

11.7.4 对堤轴线曲率半径过小的凹岸，且面向不利风向，造成波能在凹向显著集中的堤段的临海侧前滩，应采取营造防浪林的生物消浪措施。临海侧无滩地的堤段，护面工程措施应加强。

11.7.5 对于侵蚀性的海岸，堤防并不能防止前滩的冲刷。应在海滩的侵蚀深度处，实施护岸工程措施。

11.7.6 可采用混凝土板桩作为护底工程措施。板桩厚度及深度应经护底土压力强度要求计算确定。

11.7.7 堤岸促淤护岸工程措施可采用丁坝群以及丁坝群与潜堤相结合的布置，使泥沙在坝（堤）格内淤积。布置应符合下列要求：

1 丁坝群垂直于潮流方向布置，坝长及间距根据波高计算确定。

2 当波浪的传播方向与堤线交角较大或近乎正交时，宜采用丁坝与潜堤相结合的方式护岸。潜堤平行于堤线间断布置，与丁坝群形成“Γ”形坝（堤）格，开口一般迎着潮流方向。

11.7.8 丁坝（潜堤）身材料由抛石、干砌料构筑，石料重量应按本导则附录 N.0.5 的方法选取，丁坝（潜堤）头的冲刷深度按 GB50286—98 附录 D.2 的有关条款计算。

11.7.9 对于近岸底流速大于抛石丁坝抗冲流速的海岸，丁坝群也可采用预制桩围栏、内抛块石、顶部钢筋混凝土梁锁口的透空式桩式丁坝群。

11.7.10 堤岸促淤生物措施可采用在海堤迎海侧的保护范围内营造红树林防浪林带。造林的株、行距一般以 $(1.2\sim 1.8)\text{m}\times(1.2\sim 1.8)\text{m}$ 为宜。并应选择最适合生长气温 22°C 以上造林。

11.7.11 在海堤内围侧的保护范围内，应结合堤围管理，种植固根保土性好的树种，营造二线的防风林带。

12 护面结构

12.1 一般规定

12.1.1 海堤护面是指对堤身外轮廓的坡面、顶面、堤脚等采用工程或生物措施保护，以防止风、波浪、越浪水体及降雨的冲蚀破坏。其型式可按工程等级、堤前地形、波浪、越浪量、堤型、堤身土质等因素来确定。

12.1.2 海堤护面应满足坚固耐久、就地取材、方便施工和维护管理以及经济美观的要求。对沿堤保护地段的的不同要求、不同朝向，应选用不同的护面型式。临海侧坡应采用工程措施保护。对允许部分越浪的海堤，堤顶面应采用工程措施保护，背海侧坡可采用工程措施或生物措施保护。

12.1.3 对于受海流、波浪影响较大的凸、凹岸堤段，应加强护面结构强度。

12.1.4 临海侧坡面应采用整体性好、抗冲刷能力强、消浪效果好的结构，一般采用现浇混凝土、浆砌石、混凝土砌石、干砌石上安放人工混凝土块体等。堤顶面及背海侧坡面主要视越浪量大小决定护面型式，一般堤顶采用混凝土护面，背海侧坡面采用干砌石、浆砌石、混凝土预制块（板）等护面，对不允许越浪的海堤的背海侧坡面可采用草皮或浆砌石框格加草皮护面。

12.1.5 浆砌石、混凝土护坡及挡墙应设置沉降缝、伸缩缝。临海侧坡面护坡及挡墙的沉降缝和伸缩缝可合并设置,间距为8m~12m,缝宽10mm~20mm,缝内设置沥青松木板。堤顶护面混凝土在堤身土体填筑沉降量小于8mm/月后施工时,可在每200m及堤线的圆弧段起止处设胀缝,4m~6m长设置切割3cm~5cm深的诱导缩缝,缝内浇灌填缝料。

12.2 斜坡式海堤临海侧护坡

12.2.1 4级及其以下的海堤,且波浪小的堤段可采用干砌块石或条石护面,干砌石护坡由护脚、反滤垫层、坡面砌石、封顶等部分组成,各部分应符合下列规定:

1 护坡由反滤层和护面组成。干砌块石、条石厚度,根据波长、波高按附录N的式(N.0.1)计算,但最小厚度不宜小于40cm。为保证砌体厚度和嵌固力,在波浪作用强烈的堤段,采用长60cm左右的条石竖砌护面。反滤层可采用自然级配石渣铺垫,厚度30cm~40cm,底铺土工织物。

2 护坡砌石的始末处及建筑物的交接处应采取封边措施。封边处应加宽加深干砌石厚度,一般宽约为1.5m~2.5m,深约为0.6m~1m。护坡顶应选用大块石封顶,堤顶设置防浪墙时,封顶应结合成防浪墙的基础。

12.2.2 可采用混凝土或浆砌石框格固定干砌石来加强干砌石护坡的整体性,框格尺寸可采用(2~5)m×(2~5)m,并按第12.1.5条的规定设置沉降缝。

12.2.3 浆砌或混凝土砌石护坡由护脚、反滤垫层、坡面、砌石、封顶等部分组成,护坡厚度应根据波浪大小按本导则附录N的规定计算确定,但最小厚度不应小于30cm。一般用标号不低于M7.5的水泥砂浆或C15混凝土砌筑,并按第12.1.5条的规定设置沉降缝。反滤垫层厚度30cm~40cm,底铺土工织物。

12.2.4 对已砌干砌石、浆砌石多年,沉降已基本稳定的坡面,为保证结构的整体性,可采用混凝土护面。混凝土护面应符合下列要求:

1 混凝土护面一般采用等厚度的板状护面,其厚度应满足坡面内部稳定的要求和波浪作用下板应具备的强度要求。设计计算方法见附录N.0.3。同时,板厚不宜小于80mm。

2 混凝土强度等级不宜低于C20,钢筋混凝土强度不宜低于C25。

3 采用整体式钢筋混凝土护面的板应小于20m设置一条温度(沉降)缝。装配式混凝土或钢筋混凝土板也可采用5m×5m、10m×10m的方格板。

4 混凝土护面应伸入镇压层或护脚抛石体0.5m以下。

5 对于采用砂心填筑的堤段,不宜采用混凝土护面。

6 可在沿护面坡向设置阶梯形护面,以提高护面的消波性能,降低反冲波流的速度和冲刷作用。

12.2.5 对直接临海且波浪作用强烈的堤段,可采用人工混凝土四脚空心块体护坡。人工混凝土四脚空心块体护坡由四脚空心护面块体、块石垫层、反滤垫层组成。其结构型式应满足下列要求:

1 四脚空心块体的稳定重量、护面层厚度及混凝土量按附录N.0.4计算确定。

2 块石垫层厚度40cm,重量可取按附录N.0.1单个块石稳定重量的1/20~1/10,最轻不应小于单个块石稳定重量的1/40,块石粒径不小于四角空心块的最大空隙。

3 堤身填土之上首先铺一层土工织物,规格及要求同第11.5.3条之第6款,土工织物之上铺厚度不小于30cm的碎石或石渣垫层。

其他形式的人工混凝土块体护坡可参考JTJ298—98的尺寸要求及设计方法。

12.3 陡墙式海堤临海侧挡墙

12.3.1 陡墙设计要点为:

1 由于挡墙一般建在有海水浸没的软土地区,基础条件差,施工时,一般在基底抛厚度为50cm~100cm的砂石垫层以改善挡墙底的地基应力。

2 为减少墙后土压力,一般墙后一定范围内回填砂或石渣。

3 挡墙应设置沉降缝、伸缩缝和排水孔,具体布置见本导则第12.1.5条及11.5.5条。

4 箱式挡墙内宜采用砂或块石作为填料。

5 当在原有干、浆砌石重力式挡墙临海侧面用混凝土加固护面时,应根据作用的波浪大小,计算护面稳定及强度,厚度也应满足构造要求,一般不宜小于20cm。

12.3.2 挡墙应进行抗滑、抗倾稳定计算,挡墙、基底的应力应小于地基的允许承载力,且压应力最大值与最小值的比值,应小于本导则第13.2节的要求。软基上的挡墙还应进行地基整体稳定计算。

对于悬臂式挡墙、扶臂式挡墙、箱式挡墙采用钢筋混凝土砌筑时,应进行受力分析,并按《水工钢筋混凝土结构设计规范》(SL/T191—96)规定,确定其强度。

12.4 混合式海堤临海侧护面

12.4.1 混合式及带平台的复合斜坡断面海堤迎潮面的护面,应按斜坡式堤和陡墙式堤的有关条款执行。

12.4.2 有消浪平台的外转角及内转角处,宜浇筑宽30cm,深40cm的混凝土压顶,平台可用砂浆或混凝土砌块石,厚度40cm,并保证反滤垫层的完整性。

12.4.3 混合式断面的一级斜坡兼作镇压堤脚的低平台时,堆砌石的坡度宜不大于1:5。

12.4.4 混合式断面一级平台由陡墙式挡墙支挡时,其挡墙前趾基脚应用抛石护脚。

12.5 堤顶护面

12.5.1 堤顶应根据堤的等级、是否按允许越浪设计、防汛及管理要求确定采用具体的护面型式。

12.5.2 按现行堤防设计规范要求,堤顶一般兼作防汛公路,平时不通车,故应采用工程措施保护。新建海堤堤顶方面应在堤身填筑完成后1年~2年,堤身沉降基本稳定后方可进行,期间采用过渡性工程措施保护。老堤加高培厚时,应在土方填筑完毕后实施工程观测,沉降量小于8mm/月时,方可实施堤顶刚性工程保护措施。

12.5.3 不允许越浪的海堤,堤顶可采用混凝土、碎石、石粉、泥结石作为护面材料,护面坡度应符合本导则第11.5.2条第2款的规定。

12.5.4 允许部分越浪的海堤,堤顶可采用混凝土、沥青混凝土作为护面结构。护面坡度应符合本导则第11.5.2条第2款的规定。

12.5.5 路、堤结合并有通车要求的堤顶,应按公路路面设计要求设计工程护面结构。

12.6 背海侧坡面护坡

12.6.1 背海侧坡面应根据是否按越浪设计,采用工程措施和生物措施相结合的方法,对其进行保护。

12.6.2 按不允许越浪设计的海堤,背海侧坡一般采用生物措施保护,选择适合本地区环境生长的草本植物,种植前应在碾压削坡后的堤身表面铺设5cm~10cm厚的腐殖类土,以提高草的成活率。

12.6.3 按部分允许越浪设计的海堤,越浪量大的背海侧坡面宜采用全坡干砌块石砂浆勾缝、预制混凝土板勾缝浆砌石护面。越浪量小的背海侧坡面可采用混凝土或浆砌石框格分隔草皮护面。

护面底应设置反滤垫层。护面块石宜采用本导则第12.2.5条第2款中有关人工混凝土块石护面中垫层相同重量的块石。

背海侧坡脚宜设置高1m左右的重力式浆砌石矮挡墙,以防止背海侧坡脚雨水冲刷,造成堤身土料流失。

12.7 旧海堤护面加固

12.7.1 旧海堤护面的加固措施应根据海堤等级、波浪状况和原有护面的损害程度等综合确定。其新、旧护面应结合牢固,连接平顺。

12.7.2 对于1级、2级海堤或波浪较大的堤段,当原海堤的干砌石护坡、浆砌石护坡或陡墙式挡墙基本完好,且过渡反滤层有效、或整修工作量不大时,可采用在原护面上浇筑钢筋混凝土板的加固措施。对于干砌石护坡的斜坡式堤段,当反滤层良好或经修复后,也可采用栅栏板、四脚空心块等人工混凝土块体护面。

混凝土板和人工混凝土预制块体的结构应符合本导则第12.2节和本导则第12.3节的规定。

12.7.3 对于3级及其以下的海堤,在原海堤的干砌石护坡基本完好、反滤层有效的条件下,可先用砂浆

对原护坡面灌缝,再砌筑钢筋混凝土、混凝土或浆砌石框格加固。浆砌石或混凝土框格应满足下列要求:

- 1 灌缝砂浆标号不应低于 M10、混凝土标号不应低于 C20。
- 2 框格垂直海堤轴线方向的间隔宜取 10m~15m,框格截面宽宜取 0.3m~0.6m,高宜取 0.5m~0.8m。
- 3 当坡面长度大于 15m 时,应设置平行于护脚的横格。
- 4 框格应与护脚和封顶连成一体。

12.7.4 旧海堤挡墙加固时应将原墙面排水孔外延接至新墙外。新加固部分墙体的沉降缝位置应与原结构一致。

13 稳定计算

13.1 渗流及渗透稳定计算

13.1.1 海堤应根据实际情况进行渗流及渗透稳定计算,计算求得渗流场内的水头、压力、坡降、渗流量等水力要素,进行渗透稳定分析,并应选择经济合理的防渗、排渗设计方案或加固补强方案。

13.1.2 应以地形地质条件、断面型式、堤高以及波浪条件基本相同为原则,将全线海堤划分为若干段,每个区段选择一二个有代表性的断面进行渗流计算。计算方法可参考 GB50286—98 附录 E。计算内容如下:

1 应核算在设计高潮(洪水)持续时间内浸润线的位置,当在背海侧堤坡逸出时,应计算出逸点的位置、逸出段与背海侧堤基表面的出逸坡降;

2 当堤身或堤基土渗透系数 $K \geq 10^{-3}$ cm/s 时,应计算渗透量。

13.1.3 受洪水影响较大的海堤渗流计算应计算下列水位的组合:临海侧为设计洪水水位,背海侧为相应水位、低水位或无水。

13.1.4 受潮水影响较大的海堤渗流计算应计算下列水位的组合:

- 1 临海侧为设计潮位或台风期大潮平均高潮位,背海侧为相应水位、低水位或无水;
- 2 以大潮平均高潮位计算渗流浸润线;
- 3 以平均潮位计算渗流量。

13.1.5 进行渗流计算时,对比较复杂的地基情况可作适当简化,并按下列规定进行:

1 对于渗透系数相差 5 倍以内的相邻薄土层可视为一层,采用加权平均的渗透系数作为计算依据;

2 双层结构地基,当下卧土层的渗透系数比上层土层的渗透系数小 100 倍及以上时,可将下卧土层视为不透水层;表层为弱透水层时,可按双层地基计算;

3 当直接与堤底连接的地基土层的渗透系数比堤身的渗透系数大 100 倍及以上时,可认为堤身不透水,仅对堤基按有压流进行渗透计算,堤身浸润线的位置可根据地基中的压力水头确定。

13.1.6 渗透稳定应进行以下判断和计算:

- 1 土的渗透变形类型;
- 2 堤身和堤基土体的渗透稳定;
- 3 海堤背海侧渗流出逸段的渗透稳定。

13.1.7 土的渗透变形类型的判定应按国家现行标准 GB50287—99《水利水电工程地质勘察规范》的有关规定执行。

13.1.8 背海侧堤坡及地基表面逸出段的渗流坡降应小于允许坡降;当出逸坡降大于允许坡降,应设置反滤层、压重等保护措施。

13.1.9 无粘性土防止渗透变形的允许坡降应以土的临界坡降除以安全系数确定,安全系数宜取 1.5~2.0。无试验资料时,无粘性土允许坡降可按表 13.1.9 选用,有滤层时可适当提高。特别重要的堤段,其允许坡降应根据试验的临界坡降确定。

表 13.1.9 无粘性土允许坡降

| 渗透变形型式 | 流土型 | | | 过渡型 | 管涌型 | |
|--------|-----------|---------------------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| | $C_u < 3$ | $3 \leq C_u \leq 5$ | $C_u > 5$ | | 级配连续 | 级配不连续 |
| 允许坡降 | 0.25~0.35 | 0.35~0.50 | 0.50~0.80 | 0.25~0.40 | 0.15~0.25 | 0.10~0.15 |

注: 1. C_u 为土的不均匀系数。2. 表中的数值适用于渗流出口无滤层的情况。

13.2 抗滑、抗倾稳定计算

13.2.1 海堤设计应进行下列各项稳定计算：

1 海堤整体抗滑稳定分析；

2 挡土墙、防浪墙的抗滑、抗倾覆稳定分析及挡土墙的地基承载力计算。

13.2.2 海堤整体抗滑稳定计算可分为正常运用情况和非常运用情况。各种情况下的计算工况及其临海侧、背海侧水位组合可参考表 13.2.2。计算时应根据工程实际情况确定计算工况和相应的水位组合。

表 13.2.2 海堤整体抗滑稳定计算工况及其临海侧、背海侧水位组合

| 运用情况 | 计算工况 | 计算边坡 | 临海侧潮(水)位 | 背海侧水位 |
|--------|----------|------|--------------------------|---------|
| 正常运用情况 | 设计高潮(水)位 | 背海坡 | 设计高潮(水)位 | 最低水位或无水 |
| | 设计低潮(水)位 | 临海坡 | 设计低潮(水)位或滩涂面高程 | 最高水位 |
| | 水位降落 | 临海坡 | 设计高潮(水)位降落至压载平台顶或滩涂面高程 | 最高水位 |
| 非常运用情况 | 施工期 | 背海坡 | 施工期高潮(水)位或设计高潮(水)位 | 最低水位或无水 |
| | | 临海坡 | 施工期低潮(水)位或设计低潮(水)位或滩涂面高程 | 最高水位 |
| | 地震 | 背海坡 | 平均潮(水)位 | 平均水位 |
| | | 临海坡 | 平均潮(水)位 | 平均水位 |

13.2.3 海堤整体抗滑稳定计算可采用瑞典圆弧滑动法，抗滑稳定计算应符合附录 Q 的规定，其整体抗滑稳定安全系数不应小于表 13.2.3 规定的数值。采用其他稳定分析方法得到的安全系数应另作论证。

表 13.2.3 海堤整体抗滑稳定安全系数

| 海堤工程级别 | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|--------|--------|------|------|------|------|------|
| 安全系数 | 正常运用条件 | 1.30 | 1.25 | 1.20 | 1.15 | 1.10 |
| | 非常运用条件 | 1.20 | 1.15 | 1.10 | 1.05 | 1.05 |

注 非常运用条件：1. 施工期；2. 地震，计算方法按《水工建筑物抗震设计规范》(DL5073—2000) 执行。

13.2.4 海堤抗滑稳定计算代表性断面的选取原则与渗流计算代表性断面的选取原则相同。将全线海堤划分为若干段，每个区段选择一二个有代表性的断面进行稳定分析。

13.2.5 堤顶若有堆载、交通荷载时，应将这两种荷载按有关规范换算成堤身荷载。

13.2.6 在进行海堤圆弧滑动稳定分析时，可采用如下简化处理方法反应浮力和渗透力对抗滑稳定的影响：外坡水位以下的土体取浮重度；浸润线以上的土体取天然重度；浸润线与外坡水位之间的土体，在计算滑动力矩时采用饱和重度，但在计算抗滑力矩时用浮重度。

13.2.7 土的抗剪强度指标可用直剪仪或三轴仪测定，各计算工况下土的抗剪强度指标选取方法应符合附录 Q 的规定。

13.2.8 土的强度指标应取经数理统计后求出的小值平均值。对于 2 级、3 级海堤，也可用算术平均值或算术平均值乘以 0.8~0.9 折减系数作为取值。抛（砌）石体的内摩擦角 ϕ 可取 $38^\circ \sim 40^\circ$ 。

13.2.9 对于软土地基上 5 级海堤或堤身高度较低（在极限高度左右）的海堤，其稳定性可简化计算，一般仅需进行地基承载力验算。当设计的堤身荷载（ $P = \gamma h$ ）小于 $P_{允许}$ 时，认为满足稳定要求。计算式如下：

$$P_{允许} = \frac{5.52C_u}{K} \quad (13.2.9)$$

式中 C_u ——地基土不排水抗剪强度, kPa;

K ——安全系数，取用 $K=1.1 \sim 1.2$ 。

当条件不具备时，也可按当地经验酌定。

13.2.10 作用在挡土墙上的荷载可分为基本荷载和特殊荷载两类。

1 基本荷载：应包括自重；设计潮（水）位时的静水压力、扬压力及风浪压力；土压力；其他出现机会较多的荷载。

2 特殊荷载：应包括地震荷载；其他出现机会较少的荷载。

13.2.11 作用在防浪墙上的荷载可分为基本荷载和特殊荷载两类。

1 基本荷载：应包括自重；设计潮（水）位时的风浪压力；其他出现机会较多的荷载。

2 特殊荷载：应包括地震荷载；其他出现机会较少的荷载。

13.2.12 海堤挡土墙、防浪墙稳定计算可分为正常运用情况和非常运用情况。各种情况下的计算工况及其临海侧、背海侧水位组合可参见表 13.2.12-1、表 13.2.12-2。计算时应根据实际情况确定计算工况和相应的水位组合。

表 13.2.12-1 海堤挡土墙稳定计算工况及其临海侧、背海侧水位组合

| 运用情况 | 计算工况 | 滑动、倾覆方向 | 临海侧潮（水）位 | 背海侧水位 |
|--------|----------|---------|--------------------------|---------|
| 正常运用情况 | 设计低潮（水）位 | 向临海侧 | 设计低潮（水）位或滩涂面高程 | 最高水位 |
| 非常运用情况 | 施工期 | 向背海侧 | 施工期高潮（水）位或设计高潮（水）位 | 最低水位或无水 |
| | | 向临海侧 | 施工期低潮（水）位或设计低潮（水）位或滩涂面高程 | 最高水位 |
| | 地震 | 向临海侧 | 平均潮（水）位 | 平均水位 |

表 13.2.12-2 海堤防浪墙稳定计算工况及其临海侧、背海侧水位组合

| 运用情况 | 计算工况 | 倾覆方向 | 临海侧潮（水）位 | 背海侧水位 |
|--------|----------|------|----------|---------|
| 正常运用情况 | 设计高潮（水）位 | 向背海侧 | 设计高潮（水）位 | 最低水位或无水 |
| 非常运用情况 | 地震 | 向背海侧 | 平均潮（水）位 | 平均水位 |
| | | 向临海侧 | 平均潮（水）位 | 平均水位 |

13.2.13 海堤挡土墙、防浪墙的抗滑和抗倾稳定安全系数计算应符合附录 Q 的规定，作用在挡土墙、防浪墙上的波浪压力应按第 9 章的有关规定进行计算。挡土墙抗滑稳定安全系数不应小于表 13.2.13-1 的规定。挡土墙、防浪墙抗倾稳定安全系数不应小于表 13.2.13-2 的规定。

表 13.2.13-1 挡土墙抗滑稳定安全系数

| 地基性质 | | 岩基 | | | | | 土基 | | | | |
|---------|--------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| 海堤工程的级别 | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
| 安全系数 | 正常运用条件 | 1.15 | 1.10 | 1.05 | 1.05 | 1.00 | 1.35 | 1.30 | 1.25 | 1.20 | 1.15 |
| | 非常运用条件 | 1.05 | 1.05 | 1.00 | 1.00 | 1.00 | 1.20 | 1.15 | 1.10 | 1.05 | 1.05 |

表 13.2.13-2 挡土墙、防浪墙抗倾稳定安全系数

| 海堤工程的级别 | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|---------|--------|------|------|------|------|------|
| 安全系数 | 正常运用条件 | 1.60 | 1.55 | 1.50 | 1.45 | 1.40 |
| | 非常运用条件 | 1.50 | 1.45 | 1.40 | 1.35 | 1.30 |

14 软土堤基设计

14.1 一般规定

14.1.1 本章所指的软土是指天然孔隙比大于或等于 1.0，且天然含水量大于液限的细粒土，包括淤泥、淤泥质土、泥炭、泥炭质土等。

14.1.2 在软土地区新建海堤或旧堤加固、改建、扩建时，应进行软土堤基设计。

14.1.3 软土堤基设计包括整体稳定分析、沉降计算及堤基处理设计等，根据海堤的等级、荷载大小、施工工期及地质条件等确定其设计内容。

14.1.4 软土地基的整体稳定分析按本导则第 13.2 节和附录 Q 计算。

14.2 沉降计算

14.2.1 对1级~3级海堤应进行沉降计算。对新建海堤计算整个堤身荷载引起的沉降,对旧堤加固的沉降计算一般只考虑新增荷载引起的沉降。

14.2.2 沉降计算应包括堤顶中心线处堤身和堤基的最终沉降量,并对计算结果按地区经验加以修正。对地质、荷载变化较大或不同地基处理形式的交界面等沉降敏感区尚应计算断面的沉降及沉降差。

14.2.3 根据堤基的地质条件、土层的压缩性、堤身的断面尺寸、地基处理方法及荷载情况等,可将海堤分为若干段,每段选取代表性断面进行沉降计算。

14.2.4 为了简化计算,取用平均低潮(水)位时的工况作为荷载计算条件。

14.2.5 一般情况下堤身和堤基的最终沉降量,可按式(14.2.5)计算,但若填筑速度较快,堤身荷载接近极限承载力时,地基产生较大的侧向变形和非线性沉降,此时沉降计算应考虑变形参数的非线性进行专题研究。

$$S = m \sum_{i=1}^n \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i \quad (14.2.5)$$

式中 S ——最终沉降量, mm ;

n ——压缩层范围的土层数;

e_{1i} ——新建海堤时为第 i 土层在平均自重应力作用下的孔隙比,旧堤加固时为第 i 土层在平均自重应力和旧堤平均附加应力共同作用下的孔隙比;

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

h_i ——第 i 土层的厚度, mm ;

m ——修正系数,一般堤基的 $m = 1.0$,对软土地基可采用 $m = 1.3 \sim 1.6$,堤身较高、地基土较弱时取较大值,否则取较小值。

14.2.6 堤基压缩层的计算厚度,可按下列条件确定:

$$\frac{\sigma_z}{\sigma_B} = 0.2 \quad (14.2.6)$$

式中 σ_B ——堤基计算层面处的自重应力(kPa);

σ_z ——堤基计算层面处的附加应力(kPa)。

实际压缩层的厚度小于上式计算值时,应按实际压缩层的厚度计算其沉降量。

14.2.7 当有实测沉降量—时间曲线时,竣工后某一时间 t 的沉降量 S_t 可按附录T计算,也可采用其他方法计算。

14.3 软土堤基处理

14.3.1 新建海堤或旧堤加固、改建、扩建设计中,当整体稳定计算结果不能满足本导则要求时,应采取分期分级加高的方法,或对堤基进行处理。

14.3.2 软土堤基处理有多种方法,可采用单种或多种方法相结合。方案选择应根据地质、工期、造价等具体情况,经技术经济比较,采用最优方案。堤基处理后应进行静力稳定计算。按抗震要求设防的海堤,其堤基还应进行动力稳定计算。竣工后堤基和堤身的总沉降量和不均匀沉降应不影响海堤的安全运用。

14.3.3 堤身自重预压法

1 堤身自重预压法就是按规定的控制指标分期分级加载,利用堤身自重荷载预压,使地基发生排水固结,强度获得增加,以适应堤身荷载的增加,最后达到设计荷载。这是一种既简便又经济的方法,但工期较长。加载速率和间歇时间应通过计算、试验或结合类似工程分析确定。

2 采用此方法时,视表层土质软弱程度铺设0.5m~1.0m厚的砂(石渣)垫层及土工织物,作为排水层。砂垫层的材料应采用中粗砂。石渣垫层的材料可采用天然砂砾料,也可采用碎石,其最大粒径不宜

超过 10cm。

3 分级加载时加载速率和间歇时间可通过固结度和整体稳定计算确定, 保证施工期的整体稳定安全系数满足要求。

4 地基固结度可按附录 S 计算。

5 为增加整体稳定性及加快施工速率, 可设一级或多级的反压平台。

14.3.4 反压法

1 反压法就是在堤身两侧或一侧增填一级或多级梯形平台, 其作用有:

1) 减小堤身坡趾的应力差, 使地基的应力状态发生改变, 限制在堤身荷载作用下出现塑性挤出和地面隆起, 使海堤的整体稳定性得到提高。

2) 由于反压平台本身的荷载预压, 在反压平台范围内的地基产生部分固结, 从而使强度获得增长。

3) 在临海侧的反压平台还有一定的消浪及防冲作用。

2 反压法施工简便快速, 但土石方量增大, 施工过程中可作为临时施工道路。

3 反压平台的宽度和高度应通过整体稳定计算确定, 在保证整体稳定满足要求的情况下反压平台的宽度和高度不宜过大, 以减少工程量。

4 采用反压法时除验算整体稳定性外, 还应验算反压平台本身的局部稳定性。

14.3.5 排水井法

1 排水井法就是将塑料排水板或砂井等排水竖井垂直插入软土地基中, 地表铺设排水砂垫层, 借水平排水和垂直排水的联合作用, 可大大缩短排水路径, 加速排水固结, 使地基强度获得较快增长, 适应堤身荷载的增加, 并可使地基的沉降大部分在施工期完成。

2 排水井法一般适用于新建海堤, 要求填筑速度较快时。

3 对旧堤的加固、扩建或改建, 此方法的应用范围为:

1) 旧堤原有等级很低, 要求扩建后达到较高的等级, 因而填方量很大时。

2) 遇裁弯取直, 须在滩涂上兴建海堤时。

3) 特别软弱地基快速加载。

4 对 1 级、2 级海堤, 应在现场选择试验段进行现场试验, 在试验过程中应进行沉降、侧向位移、孔隙水压力、地下水位等项目的监测并进行原位十字板剪切试验和室内土工试验。根据试验段获得的监测资料确定加载速率控制指标、推算土的固结系数、固结度及最终沉降等, 分析软基处理效果, 对原设计进行修正, 并指导整段海堤的设计和施工。

5 排水井法的设计应包括下列内容:

1) 选择塑料排水板或砂井, 根据堤型、地质、工期等条件确定其断面尺寸、间距、排列方式、深度及处理范围。

2) 确定荷载分级、加载速率及间歇时间。

3) 计算地基土的固结度、强度增长、整体稳定性和变形。

6 排水竖井分普通砂井、袋装砂井和塑料排水板。普通砂井直径可取 300mm~500mm, 袋装砂井直径可取 70mm~120mm。塑料排水板的当量换算直径可按下式计算:

$$d_p = \alpha \frac{2(b + \delta)}{\pi} \quad (14.3.5)$$

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 $\alpha=0.75$ 。

7 排水竖井的平面布置可采用等边三角形或正方形排列。竖井的有效排水直径 d_e 与间距 l 的关系为:

等边三角形排列 $d_e = 1.05l$

正方形排列 $d_e = 1.13l$

8 排水竖井的布置范围一般为堤身荷载较大的区域，以满足稳定和沉降要求为原则，应避免由于不同排水条件可能发生的不均匀沉降，同时，还应满足内坡防渗要求。

9 排水竖井的间距可根据地基土的固结特性和预定时间内所要求达到的固结度确定。设计时，竖井的间距可按井径比 n 选用（ $n = d_e / d_w$ ， d_w 为排水竖井直径，对塑料排水板可取 $d_w = d_p$ ）。塑料排水板或袋装砂井的间距可按 $n = 15 \sim 22$ 选用，普通砂井的间距可按 $n = 6 \sim 8$ 选用。

10 排水竖井的深度应根据海堤的整体稳定性、沉降要求和工期等确定。对以整体稳定性控制的工程，竖井深度至少应超过最危险滑动面 2.0m。对工后沉降要求较严的海堤，竖井深度应根据在限定时间内需完成的沉降量确定。竖井宜穿透软土层。

11 砂垫层的厚度不应小于 500mm，视表层土质软弱程度，垫层厚度宜在 0.8m~1.5m 范围内选用。砂料宜采用中粗砂，粘粒含量不宜大于 3%，砂料中可混有少量粒径小于 50mm 的砾石。砂垫层的干密度应大于 1.5g/cm^3 ，其渗透系数宜大于 $1 \times 10^{-2}\text{cm/s}$ 。

12 砂井的砂料应采用中粗砂，粘粒含量不应大于 3%。

13 地基固结度可按附录 S 计算。

14.3.6 土工织物铺垫

1 土工织物铺垫设计宜参照 SL/T225-98《水利水电工程土工合成材料应用技术规范》等进行。在堤身地基表面铺设排水垫层，在垫层内夹铺一层或多层高抗拉强度的土工织物，或在地基表面先铺一层土工织物，在其上再铺设排水垫层，形成土工织物—垫层系。其作用有：

- 1) 隔离作用，减少土石料大量挤入表层软土中。
- 2) 形成良好的表层排水面，有利于孔隙水压力的消散。
- 3) 保持堤身底部连续完整，约束浅层软土的侧向变形，均化应力分布。因此，可以起到提高地基承载力和稳定性，减小沉降差的作用。

2 本方法的应用范围同第 14.3.5 条。

3 在本方法中，由于土工织物—垫层—地基的相互作用问题非常复杂，其机理也未完全搞清，整体稳定建议采用荷兰法设计。荷兰法假定发生破坏时土工织物发挥拉力的作用点及方向如图 14.3.6-1 所示。因此在稳定分析中当滑弧通过土工织物时，只需在附录 Q 各计算式中的抗滑力矩部分增加一项 ΔM_r ，即

$$\Delta M_r = TRn \quad (14.3.6)$$

式中 ΔM_r ——由于土工织物作用而增加的单位宽度抗滑力矩， $\text{kN}\cdot\text{m}$ ；

T ——单位宽度土工织物允许抗拉强度， kN ；

R ——滑弧半径， m ；

n ——土工织物层数。

将 (14.3.6) 式代入附录 Q 的计算式中时，要将 (14.3.6) 式中的 R 消除。

4 设计中还应考虑以下几点：

- 1) 土工织物应选用抗拉强度高、延伸率低和摩擦特性好的材料。

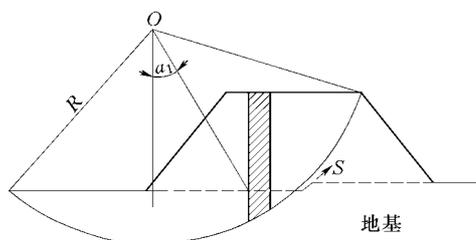


图 14.3.6-1 考虑土工织物的稳定计算

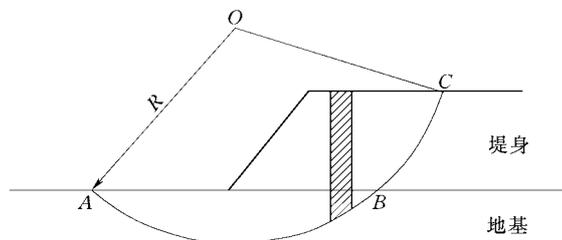


图 14.3.6-2 土工织物的铺设

2) 土工织物铺设位置和层数。先对未用土工织物的情况进行稳定分析，求出最危险滑弧的位置，以图 14.3.6-2 为例，设 ABC 为最危险滑弧，土工织物布置的起点应在堤身下 B 点以右，末端在外海侧，一

般宜全断面铺设。铺设层数也视具体情况而定，一般可定为一层或两层。

3) 土工织物两端锚固问题很重要，根据海上作业的特点采用具体的有效措施。增加铺设长度也可起到锚固作用。

4) 垫层的要求同排水井法。

14.3.7 水泥土搅拌法

1 水泥土搅拌法分为深层搅拌法（以下简称湿法）和粉体喷搅法（以下简称干法）。水泥土搅拌法适用于处理正常固结的淤泥及淤泥质土。当用于处理泥炭土、有机质土、塑性指数 I_p 大于 25 的粘土、地下水具有腐蚀性以及无工程经验的地区时，必须通过现场试验确定其适用性。

2 确定处理方案前应收集拟处理区域内详尽的岩土工程资料。尤其是填土层的厚度和组成；软土层的分布范围和分层情况；地下水位及 pH 值；土的含水量、塑性指数和有机质含量等。

3 设计前应进行拟处理土的室内配比试验。针对现场拟处理的最弱层软土性质，选择合适的固化剂、外掺剂及其掺量，为设计提供各种龄期、各种配比的强度参数。

对竖向承载的水泥土强度宜取 90d 龄期试块的立方体抗压强度平均值；对承受水平荷载的水泥土强度宜取 28d 龄期试块的立方体抗压强度平均值。

4 固化剂宜选用等级为 32.5 级及以上的普通硅酸盐水泥。水泥掺量宜为 12%~20%。湿法的水泥浆水灰比可选用 0.45~0.55。外掺剂可根据工程需要和土质条件选用早强、缓凝、减水以及节省水泥等作用的材料，但应避免环境污染。

5 水泥土搅拌法的设计，主要是确定搅拌桩的置换率和长度。竖向承载搅拌桩桩长应通过承载力、变形计算确定，并宜穿透软土层到达承载力相对较高的土层；为提高抗滑稳定性而设置的搅拌桩，其桩长应超过危险滑弧以下 2m。

湿法的加固深度不宜大于 20m，干法不宜大于 15m。水泥土搅拌桩的桩径不应小于 500mm。

6 竖向承载的水泥土搅拌桩复合地基的承载力特征值应通过现场单桩或多桩复合地基荷载试验确定，初步设计时可按附录 R 计算。

7 竖向承载的搅拌桩复合地基中的桩长超过 10m 时，可采用变掺量设计。在全桩水泥总掺量不变的前提下，桩身上部 1/3 桩长范围内可适当增加水泥掺量及搅拌次数，桩身下部 1/3 桩长范围内可适当减少水泥掺量。

8 搅拌桩的平面布置可根据上部荷载特点、稳定及变形要求采用柱状、壁状或格栅状等加固型式。柱状加固可采用正方形、等边三角形等布桩型式。

9 当搅拌桩处理范围以下存在软弱下卧层时，应进行下卧层承载力验算。

10 竖向承载搅拌桩复合地基的变形包括搅拌桩复合土层的平均压缩变形与桩端下未加固土层的压缩变形。搅拌桩复合土层的压缩变形可按附录 R 计算，桩端以下未加固土层的压缩变形可按现行有关规范进行计算。

11 抗滑稳定计算时搅拌桩复合地基的等效强度指标可按附录 R 确定。

14.3.8 软土堤基还可采用换填垫层、碎石桩、旋喷桩、抛石挤淤等其他处理方法。

15 海堤与穿堤建筑物、构筑物的连接

15.1 一般规定

15.1.1 穿越海堤及与海堤交叉、连接的涵闸、水闸、泵站、涵管等建筑物、构筑物应统一规划、合理布置，尽量减少其数量。

15.1.2 与海堤交叉、连接的各类建筑物、构筑物应根据自身的结构特点、运用要求、海堤工程的级别和结构等情况选择安全合理的位置和交叉、连接结构型式。

15.1.3 与海堤交叉、连接的各类建筑物、构筑物不应影响海堤的管理运用、防汛安全，不应削弱海堤堤

身断面、海堤堤基安全及降低堤顶高程。

15.1.4 与海堤交叉、连接的各类建筑物、构筑物的设计应按设计使用年限计及冲淤影响。

15.2 穿堤建筑物、构筑物

15.2.1 在加固、改建、扩建海堤时，对已建成的大、中型穿堤建筑物包括涵闸、水闸、泵站等应进行安全鉴定，其设防标准不得低于海堤设防标准。新建及改、扩建穿堤建筑物应按不低于海堤设防标准进行设计。

15.2.2 新建及改、扩建涵闸、水闸、泵站等穿堤建筑物设计标准应按 GB50286—98 中对穿堤建筑物、构筑物的规定及有关工程技术规定进行。对在海堤新建及改、扩建中涉及的穿堤建筑物、构筑物应同时设计、上报审批，同步实施。

15.2.3 穿堤建筑物与海堤的连接部位应达到海堤设防标准对稳定的要求。当涵闸、水闸、泵站等基础的沉降量与海堤沉降量差异较大时，应有与海堤相接的过渡措施。涵洞、涵管等穿堤构筑物基础的沉降量应与同部位海堤基础的沉降量相协调。

15.2.4 穿堤建筑物与海堤的连接部位应能满足渗透稳定要求，在建筑物外围设置截流环或刺墙等，渗流出口应设置反滤排水。

15.2.5 港口、码头与海堤交叉时，其交通宜采用跨堤式布置。跨堤建筑物、构筑物与堤顶之间的净空高度应满足海堤防汛抢险、管理维修等方面的要求。对港口、码头部分需要与海堤平面交叉、连接的建筑物、构筑物，应以满足海堤防洪体系的总体要求及安全标准为原则进行设置。

交通道口不设早闸的底部高程，应高出设计高潮（水）位 0.5m，并应有临时封堵措施。

16 施工设计

16.1 一般规定

16.1.1 海堤工程应按工程等级、规模和结构特点，并结合施工具体条件及水文气象等进行施工设计。

16.1.2 海堤工程施工设计的主要内容包括施工总布置、施工进度计划、对外交通、建材来源、穿堤建筑物施工导流、主要施工方案等。

16.1.3 海堤工程施工总布置应以切合实际、注重环保、方便施工、易于管理为原则。

16.1.4 海堤工程施工进度计划编制应根据海堤工程的实际情况，正确处理好工程质量和工程进度的关系。

16.1.5 海堤工程施工方案应根据施工总体计划、施工方法、施工强度和水文气象等因素综合确定。

16.1.6 海堤工程施工对外交通设计，应充分利用现场地形、永久性道路，减少平面交叉，并根据施工的不同阶段要求，适时调整。

16.1.7 海堤工程料场设计时，应按照少占地、施工方便、环保、节省投资等原则进行，并按不同施工阶段、地段、填筑部位安排料场的使用顺序。

16.1.8 海堤工程施工宜在台（洪）汛期前完成。对垮台（洪）汛期施工的海堤工程，应在台（洪）汛前达到一定的防御能力，并制定科学合理的度汛措施。

16.1.9 海堤工程水下施工可根据工程的具体情况采用水上作业或抢潮露滩作业。采用抢潮露滩作业时，应合理安排工时，并制定质量保证和安全施工措施。对需要开挖基坑建基础和垮台（洪）汛期施工的穿堤建筑物及特殊堤段的重点部位等可采用筑围堰作业。

16.2 施工度汛

16.2.1 海堤工程施工期度汛，应做好堤身和围堰护面的防护；临时防护措施应考虑与永久工程相结合。

16.2.2 垮台（洪）汛期施工的海堤工程，其施工度汛防潮（洪）标准应根据度汛建筑物类别和海堤工程级别，按表 16.2.2 采用。

表 16.2.2 施工度汛防潮（洪）标准

| 度汛建筑物类别 | 工程级别（级） | 潮（洪）标准 [重现期（年）] | 度汛建筑物类别 | 工程级别（级） | 潮（洪）标准 [重现期（年）] |
|---------|---------|--------------------|---------|---------|--------------------|
| 海堤 | 1~2 | 20~10 | 围堰 | 1~2 | 10~5 |
| | 3~5 | 10~5 | | 3~5 | 5~3 |

16.2.3 堤身或围堰顶部高程，应按照度汛防潮（洪）标准的潮（水）位加波浪爬高和安全加高确定。施工度汛安全加高按表 16.2.3 采用。

表 16.2.3 施工度汛安全加高值

| 工程级别（级） | | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 |
|-------------|----|-----|-----|-----|-----|-----|
| 安全加高 (m) | 海堤 | 1.0 | 0.8 | 0.7 | 0.6 | 0.5 |
| | 围堰 | 0.7 | 0.5 | 0.5 | 0.4 | 0.3 |

16.2.4 在已有海堤上破口施工，应采取适当措施，保证不降低原海堤的防潮（洪）标准。

16.2.5 度汛时如遇超标准台（洪）汛，应及时采取紧急处理措施。

16.2.6 围堰堰身可采用模袋灌（泥）砂、吹填海砂、土石混合料等填筑。堰身应进行稳定计算。基坑抽水时应控制抽水速率、监测堰身变形。

16.3 填筑施工

16.3.1 海堤土方应分层分期填筑，均衡上升，不得顺坡铺填；分层厚度取决于材料、施工方法和地基稳定情况，一般为 0.2m~0.5m。堤身横断面上的地面坡度不宜陡于 1:5。

16.3.2 在软土地基上筑堤时，应根据地基和堤身的沉降、水平位移及孔隙水压力等参数来控制施工加荷速率，控制标准可按表 16.3.2 选取，或根据现场实测资料经论证后确定。

表 16.3.2 施工加荷控制标准

| 项目 | 地基有排水通道 | 地基无排水通道 |
|---------------|---------|---------|
| 孔隙水压力系数 | <0.6 | <0.6 |
| 地表垂直沉降 (mm/d) | <30 | <10 |
| 地表水平位移 (mm/d) | <10 | <5 |

16.4 护面施工

16.4.1 刚性护面施工应在堤身填筑完成后，且沉降变形达到基本稳定方可实施。堤身变形期间，可采用临时防护措施。临时防护措施宜与永久工程相结合。

16.4.2 护面反滤层应按级配、结构要求，制定严格的铺设方案。土工合成材料反滤垫层施工应做好土工合成材料的防护及连接。反滤层铺设时宜与垫层上的砌（浇）筑工程相配合，并做好已铺反滤层的保护，尤其要做好潮水波浪直接影响部位的保护。

16.5 加固与扩建施工

16.5.1 旧海堤加固、扩建一般包括护脚、加高培厚、护坡、封顶四部分，应先护脚、加高培厚，后护坡、封顶。有隐患的旧海堤，应先进行隐患处理。

16.5.2 旧堤加高培厚，应监测堤基和堤身的沉降变形。

16.5.3 当加固规模、范围较大时，宜分段实施，且分段宜大于 50m；应确保垫层的施工质量，新、旧砌体应结合牢固，连接平顺。

16.5.4 旧海堤原干砌块石、浆砌块石等护面采用新浇混凝土面板加固时，应清除表面浮石、风化石、松动的勾缝、砌体面层的泥垢及垃圾杂物，用高压水冲洗干净并填实后浇筑混凝土。混凝土面板应设基脚，原堤脚为抛石或设置镇压层的，混凝土面板应伸入抛石体（或镇压层）0.50m 以上。

17 工程管理设计

17.1 一般规定

17.1.1 海堤工程管理设计，应为海堤工程安全完整、正常运用和确保海堤有效地抵御相应风暴潮灾害创造条件，并促进海堤管理制度化、规范化、科学化，不断提高现代化管理水平。

17.1.2 海堤工程管理设计，应与海堤主体工程同步进行。工程管理的基本建设费用，应纳入工程概算。

17.1.3 海堤工程管理设计，应根据海堤工程规模和防潮（洪）任务，设置相应的管理设施、落实基本的非工程措施、明确重点堤段和大型穿堤建筑物的控制运用条件，并正确处理重点堤段与一般堤段、专业管理与群众管理的关系。

17.1.4 海堤工程管理设计的主要内容包括工程监测设施、交通和通信设施、生物工程和其他维护管理设施、生产管理 and 生活设施的设计及工程年运行管理费测算；并明确管理体制、机构；划定工程管理范围和保护范围。

具体设计时除依本导则外可参照 SL171—96 和 GB50286—98 进行。

17.1.5 海堤工程管理设计中的非工程防御措施设计，主要包括防风暴潮指挥调度系统、超标准风暴潮防御措施和必要的防台（洪）汛抢险物资等内容。

17.1.6 加固、扩建、改建海堤的管理设计，应根据本导则的规定，在原有基础上补充、完善。

17.1.7 二线海堤是海堤工程防御风暴潮基本防线的重要组成部分，不应随意废弃，要进行科学客观的论证，对重要的二线海堤应与一线海堤一样进行必要的维护管理。

17.2 管理体制和机构设置

17.2.1 海堤工程应实行按同一闭合区管理和行政区划分级管理相结合的管理体制。

17.2.2 海堤工程按下列规定分工负责：

1 省水行政主管部门负责全省海堤工程的行业管理工作；

2 海堤所在地的市、县（区）水行政主管部门按规定的权限，负责本行政区域内海堤工程的行业管理工作；

3 海堤所在地的市、县（区）政府有关部门按照规定的职责，负责本行政区域内海堤工程的建设管理工作；

4 保护特定目标的专用海堤，由专用单位负责维护和管理。

17.2.3 1 级～3 级海堤应建立相应的管理机构，4 级、5 级海堤可视具体情况组建管理机构或委托有关单位代管。1 级～3 级海堤的管理机构由县级以上主管部门负责管理，4 级、5 级海堤的管理机构由所在地的乡（镇）负责管理。

17.2.4 跨两个以上行政区的海堤工程宜由上一级水行政主管部门管理。

17.2.5 除流域性涵闸外，对海堤沿线的涵闸宜实行堤闸联管。

17.2.6 海堤工程管理单位具体负责海堤工程的管理、运行和维护，确保海堤工程正常运用。管理机构设置和人员编制由水行政主管部门按有关规定编制方案，报政府编制机构核准。

17.3 管理范围和保护范围

17.3.1 海堤工程的管理范围应根据工程级别、重要程度并结合当地的自然条件、历史习惯和土地资源开发利用等情况，以满足海堤工程安全稳定、防汛抢险、加固维修和扩建等需要为原则划定。

1 海堤的管理范围，临海侧为堤身及坡脚起（有镇压层的从镇压层的坡脚起）向外延伸 50m～200m；背海侧为坡脚起向外延伸 30m～50m；背海侧顺堤向设有护堤河的，以护堤河为界；

2 重点险工险段，根据工程安全和管理运用需要，可适当扩大管理范围；

3 城市海堤的管理范围宽度，在保证工程安全和管理运用方便的前提下，可根据城区土地利用情况进行适当调整；

4 穿堤建筑物管理范围为主体工程上下游各延伸 100m～400m，左右侧边墩翼墙向外各延伸 30m～100m；

5 沿堤必要的抢险物资仓库、堆场和其他必要的建设用地, 根据当地土地利用情况确定。

17.3.2 海堤工程保护范围, 为管理范围边界线向外延伸 50m~100m。

17.4 工程监测

17.4.1 海堤工程应根据工程级别、地形地质、水文气象条件、堤型、穿堤建筑物特点及管理运用要求, 确定必需的工程监测项目。一般应设置以下基本监测项目:

- 1 堤身及主要穿堤建筑物的沉降、水平位移;
- 2 潮(水)位;
- 3 表面监测(包括堤身堤基范围内的裂缝、洞穴、变形等)。

17.4.2 3级以上海堤根据工程安全和管理运行需要, 有选择地设置下列专门监测项目:

- 1 近岸河床冲淤变化;
- 2 附属建筑物沉降、水平位移;
- 3 生物及工程防浪、消浪设施的效果;
- 4 波浪及爬高。

17.4.3 各监测项目的选点布置及布设方式, 应进行必要的技术经济论证, 并能满足以下要求:

- 1 监测项目的布设位置, 应具有良好的控制性和代表性, 能反映工程的主要运行工况;
- 2 监测剖面, 应重点布置在工程结构和地形地质条件有显著特征和特殊变化的堤段或建筑物处; 每一代表性堤段的位移监测断面应不少于 3 个, 每个监测断面的位移监测点不宜少于 4 个; 地形地质条件比较复杂的堤段, 根据需要, 可适当增加监测项目和监测剖面。

17.5 其他维护管理设施

17.5.1 沿海堤工程全程依序埋设永久性千米里程碑。每两个里程碑之间, 可根据需要, 依序埋设计程百米断面桩。

里程碑应采用新鲜坚硬料石或预制混凝土标准构件制作。

17.5.2 海堤工程交付使用后宜在醒目位置设牌立碑, 说明工程概况、建设过程及管理条例, 并标明设计、施工及监理的责任单位。

17.5.3 海堤工程沿线与交通道路交叉的道口, 应设置交通管理标志牌和拦车墩。

17.6 工程运行管理费

17.6.1 海堤工程管理设计, 应提出工程年运行管理费用, 为有关部门筹集维护管理经费和制定相关的财务补贴政策提供依据。

17.6.2 海堤工程年运行管理费, 主要包括:

- 1 工资、福利费。包括职工基本工资及补助工资及劳保福利费等。
- 2 材料、燃料及动力费。包括消耗的原材料、辅助材料、燃料及动力费用等。
- 3 工程维护费。包括海堤和附属工程的岁修养护费及一般防汛经费。
- 4 其他直接费。包括技术开发费、工程监测试验费、小型机具更新改造费等。
- 5 管理费。包括办公费、旅差费、邮电费、水电费、会议费、房屋修缮费等。

17.6.3 海堤工程年运行管理费的计算原则和方法, 应按照国家 and 省的有关规定, 并应符合国家现行的财务会计制度。

17.6.4 海堤工程年运行管理费, 主要按照下列规定分别承担:

- 1 海堤所在地政府在地方财政预算中专项安排。
- 2 海堤所在地政府在每年收取的水利建设基金和堤围防护费中安排。
- 3 专用海堤的维护和管理费用由专用单位承担。

(限于篇幅, 该《导则》的附录从略)