

· 港口 ·



软黏土地基上沉箱式防波堤 在波浪作用下失稳模式分析*

张华庆^{1,2}, 尹纪龙¹, 孙熙平²

(1. 哈尔滨工程大学 船舶工程学院, 黑龙江 哈尔滨 150001;

2. 交通运输部天津水运工程科学研究所, 水工构造物检测、诊断与加固技术交通行业重点实验室, 天津 300456)

摘要: 沉箱式防波堤作为一种典型的防波堤结构形式, 以往大多建立在地质条件较好的水域。随着海岸建筑物向离岸、深水 and 地基软弱地区的发展, 恶劣的海洋环境及软弱的地质条件对防波堤设计理论和方法提出了新的、更高的要求。结合实际工程, 利用规范方法对沉箱式防波堤稳定性进行了验算并得出最危险工况。通过有限元法研究其失稳机理与破坏模式, 分别对无护肩块石、有护肩块石的沉箱式防波堤两种工况进行计算分析, 计算结果表明: 随着波浪力的增加, 软黏土地基尚未形成贯通塑性区发生破坏时, 无护肩块石的沉箱式防波堤首先发生滑移失稳破坏; 有护肩块石的沉箱式防波堤首先发生倾覆失稳破坏, 并且与规范中以后踵为转动点不同, 失稳模式为绕沉箱底面以下中轴线偏右某点发生转动失稳。

关键词: 软黏土地基; 沉箱式防波堤; 规范法; 有限元法; 护肩块石; 失稳模式; 破坏机理

中图分类号: TU 457

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2015)05-0044-07

Instability mode analysis of caisson breakwater on soft clay under wave action

ZHANG Hua-qing^{1,2}, YIN Ji-long¹, SUN Xi-ping²

(1. College of Shipbuilding Engineering, Harbin Engineering University, Harbin 150001, China;

2. Key Laboratory of Harbor & Marine Structure Safety, Ministry of Transport,

Tianjin Research Institute for Water Transport Engineering, Tianjin 300456, China)

Abstract: As a typical structure type of breakwaters, caisson breakwaters used to be constructed in the water area with good geologic conditions. With the extending of coastal structures to the offshore, deep-water and soft soil area, harsh ocean environment and soft geologic conditions put forward stronger requirements on the design theory and method of breakwater. Combining with the practical application, we firstly use the code method to compute the breakwater's stability and get the most dangerous working condition; and then study the instability mechanism and failure modes by the finite element method under the conditions with and without shoulder stones. The results show that with the increase of wave force, when the cut-through plastic zone of soft clay foundation is formed, the caisson breakwater without shoulder stones slides first; the caisson breakwater with shoulder stone topples first, whose instability occurs in the form of rotation around a point below the bottom surface and on the right of the caisson axis, being different from the point of caisson hind toe in the code.

Keywords: soft clay foundation; caisson breakwater; code method; finite element method; shoulder stone; unstable mode; failure mechanism

收稿日期: 2014-08-28

*基金项目: 交通运输部建设科技项目 (编号 2013328224070)

作者简介: 张华庆 (1965—), 男, 博士, 研究员, 从事港口及航道工程水流泥沙运动理论及模拟技术研究。

沉箱式防波堤作为一种典型的防波堤结构形式, 具有稳定性好、施工速度快、水下工作量少、节省材料、适用于大水深等特点, 在世界范围内得到了广泛的应用。其中, 意大利、日本是建造最多的国家。20 世纪 60 年代初, 意大利的大鲁加法诺港采用上部为削角形式的直立堤, 以后接连推广应用于丹麦的汉斯萨尔姆港、利比亚的马萨布雷加以及我国青岛等各个港口, 这些港口的外堤所处的水深都不太大。20 世纪 70—80 年代初, 日本开始在水深 20~30 m 的长崎港、滨田港、鹿岛港等建造直立堤, 随后又相继在地基条件良好的区域建造了许多沉箱式防波堤结构。

对于防波堤失稳模式研究, DeGroot 等通过模型试验分析评价了波浪作用下直立式防波堤地基土液化势以及可能出现的破坏模式^[1]; Martinelli 使用随机分析方法研究波浪力作用下防波堤的稳定性^[2]; 徐光明等通过离心模型试验对软土地基上的堤防稳定性进行了研究^[3]; 王元战等建立了一系列数值分析模型研究防波堤的失稳机理^[4-5]。上述研究作为建立防波堤滑移和倾覆稳定性的设计方法奠定了基础, 但针对软黏土地基上沉箱式防波堤失稳模式很少涉及。随着港口建设的发展, 水深、浪高、地基条件差等恶劣的海洋环境

对防波堤设计理论和方法提出了新的、更高的要求。而国内外已建防波堤水深多在 15 m 上下且大多建立在地基条件良好的水域, 相应的技术规范、规程和手册也多在总结以往实践经验基础上编制, 对于恶劣海洋条件下沉箱式防波堤的失稳机理、破坏模式及相应计算方法不够清晰, 尚未形成系统性成果。本文结合实际工程, 利用有限元法对波浪作用下软黏土地基上有护肩块石、无护肩块石下的沉箱式防波堤的稳定性进行了分析, 明确了不同情况下结构的具体失稳模式。

1 工程概况

本文针对某防波堤实际工程(下部为抛石基床, 上部为削角直立式沉箱结构), 进行失稳模式与破坏机理研究。结构断面见图 1, 设计水位及波浪要素见表 1, 工程地质剖面由上至下分为 3 层土: ①淤泥质黏土层、②粉质黏土层和③粉土层, 土性参数见表 2。

表 1 50 a 一遇水位及波浪要素

水位	水位高程/m	$H_{1\%}$ /m	$H_{5\%}$ /m	$H_{13\%}$ /m	\bar{T} /s
极端高水位	3.56	6.4	5.3	4.5	
设计高水位	2.46	6.2	5.2	4.4	9.6
设计低水位	0.25	6.1	5.1	4.3	

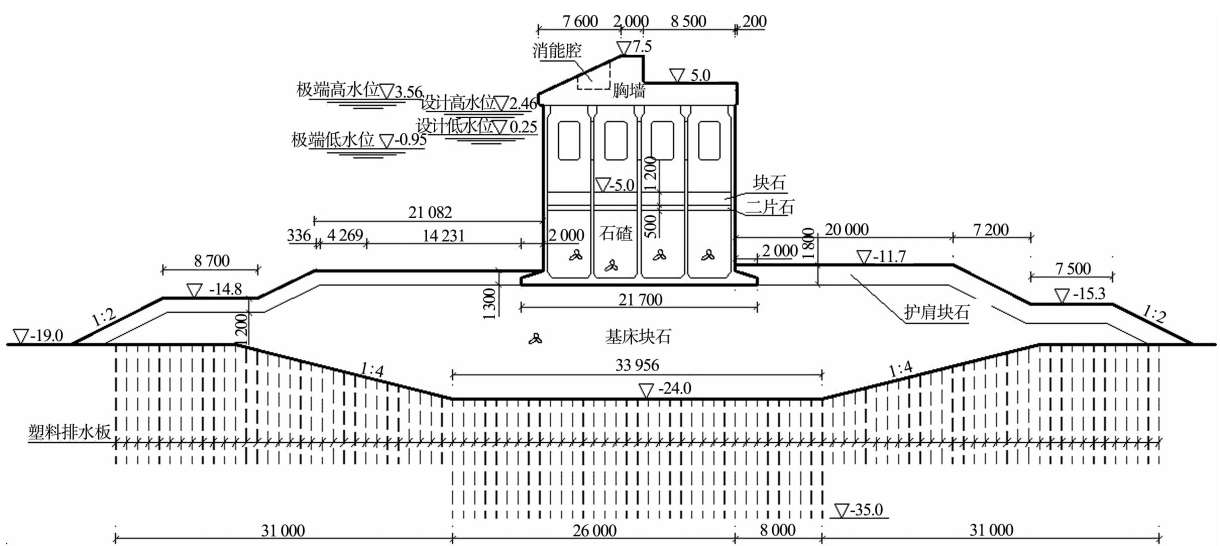


图 1 结构断面 (高程: m, 尺寸: mm)

表 2 各土层主要土性参数

土层	深度/m	天然土物理指标			直剪快剪		固结快剪		压缩模量 $E_{s0.1-0.2}/\text{MPa}$
		含水率 $W/\%$	密度/ $(\text{t}\cdot\text{m}^{-3})$	孔隙比 e_0	粘聚力 C/kPa	摩擦力 $\varphi/(\text{°})$	C/kPa	$\varphi/(\text{°})$	
①	-19.0 ~ -29.5	39.5	1.79	1.08	8.2	1.1	13.0	18.1	2.86
②	-29.5 ~ -38.0	22.8	2.01	0.62	29.3	13.1	30.3	21.4	6.95
③	-38.0 ~ -42.0	22.4	2.00	0.62	24.3	28.3	24.5	27.9	11.50

2 规范计算方法

通过规范方法计算实际工程设计水位下波浪力及校核沉箱式防波堤抗倾抗滑稳定性，得出最危险工况，为有限元法研究其失稳机理与破坏模式提供荷载依据。

2.1 抗倾抗滑稳定性验算方法

我国现行 JTS 154-1—2011 《防波堤设计与施工规范规范》^[6] 给出了直立堤设计抗倾、抗滑稳定性验算公式：

$$\gamma_0(\gamma_p M_p + \gamma_u M_u) \leq \frac{1}{\gamma_d} \gamma_d M_G \quad (1)$$

$$\gamma_0 \gamma_p P \leq (\gamma_G G - \gamma_u P_u) f \quad (2)$$

式中： γ_0 、 γ_d 为结构重要性系数和结构系数； γ_p 、 γ_u 、 γ_G 分别为水平波浪力、波浪浮托力和自重的分项系数； M_p 、 M_u 为水平波浪力和波浪浮托力的标准值对计算面后踵（波峰作用时）或前趾（波谷作用时）的倾覆力矩（ $\text{kN}\cdot\text{m}$ ）； M_G 为堤身自重的标准值对计算面后踵（波峰作用时）或前趾（波谷作用时）的稳定力矩（ $\text{kN}\cdot\text{m}$ ）； P 、 G 、 P_u 为计算面以上的水平波浪力、堤身自重力和波浪浮托力标准值（ kN ）； f 为沿计算面的摩擦系数设计值。

2.2 波浪力计算方法

波浪力是防波堤的主要设计荷载，JTS 145-2—2013 《海港水文规范》^[7] 给出了波浪力对直墙式建

筑物作用的计算方法，JTS 154-1—2011 《防波堤设计与施工规范规范》，给出削角直立堤波压力计算方法。图 2 为设计低水位波峰作用下最不利情况的波浪力分布简图。

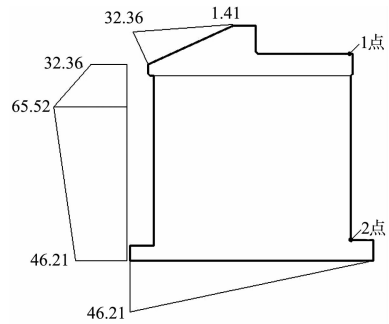


图 2 波浪力分布（单位：kPa）

2.3 工程实例稳定性验算

结合直墙式和削角式直立堤波浪力计算方法计算波浪力，并进行沉箱式防波堤抗倾、抗滑稳定性验算（表 3）。结果表明在设计水位情况下满足抗滑、抗倾稳定性要求。

现定义滑动面上的抗滑力与滑移力之比为抗滑比，稳定力矩与倾覆力矩之比为抗倾比，用来表征防波堤抗滑、抗倾稳定安全程度。表 4 计算结果表明，波谷作用下安全系数要比同水位下波峰作用大很多，结构更安全；波峰作用下，极端高水位时抗滑比最小，设计低水位时抗倾比最小，选取设计低水位波峰作用时作为最危险工况。

表 3 抗倾、抗滑稳定性验算

水位	波浪力	$\gamma_0(\gamma_p M_p + \gamma_u M_u)$	$\frac{1}{\gamma_d} \gamma_d M_G$	抗倾结论	$\gamma_0 \gamma_p P$	$(\gamma_G G - \gamma_u P_u) f$	抗滑结论
设计高水位	波峰	19 926.54	31 244.36	稳定	1 322.30	1 711.31	稳定
	波谷	1 996.07	28 004.04	稳定	758.26	2 266.62	稳定
设计低水位	波峰	19 505.51	30 223.43	稳定	1 314.01	1 669.17	稳定
	波谷	910.48	28 950.51	稳定	686.63	2 343.16	稳定
极端高水位	波峰	18 692.65	31 252.16	稳定	1 390.86	1 711.94	稳定
	波谷	2 776.27	26 812.42	稳定	833.36	2 160.26	稳定

表 4 抗滑比和抗倾比计算

水位	波浪力	滑移力/ kN	抗滑力/ kN	倾覆力矩/(kN·m)	抗倾力矩/(kN·m)	抗滑比	抗倾比
设计高水位	波峰	1 221.16	1 916.93	13 056.31	34 323.53	1.57	2.63
	波谷	362.88	1 916.93	1 535.44	35 005.05	5.28	22.80
设计低水位	波峰	1 234.59	1 983.23	13 869.24	35 538.44	1.60	2.56
	波谷	251.31	1 983.23	703.72	36 188.14	7.89	51.42
极端高水位	波峰	1 205.08	1 855.65	12 639.44	32 873.76	1.54	2.60
	波谷	423.97	1 835.65	2 313.57	33 515.53	4.33	14.49

3 有限元计算模型

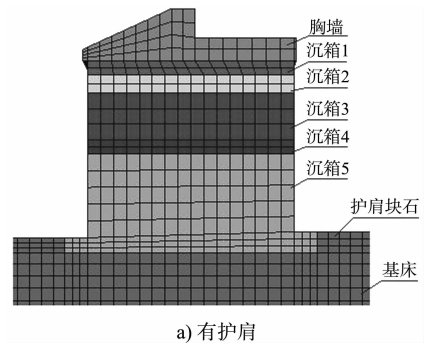
为进一步分析波浪作用下软黏土地基上沉箱式防波堤的失稳模式和破坏机理, 针对规范法计算的最危险工况, 分别建立以设计低水位下波峰作用的波浪力作为设计波浪力的有护肩块石和无护肩块石的沉箱式防波堤三维弹塑性有限元模型进行数值模拟分析。

3.1 模型计算域和参数选取

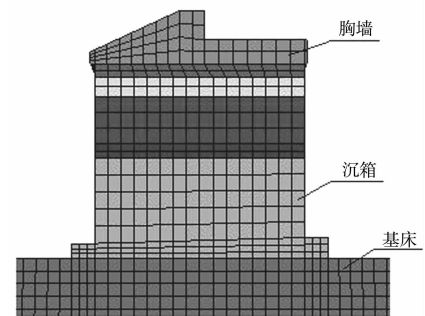
有限元分析模型取一完整沉箱防波堤结构构件作为分析对象, 土体在垂直沉箱中轴线方向, 向两侧各取结构水平尺寸的 5 倍, 土体深度取土层实际深度, 粉土以下按岩基处理。根据沉箱所处水位及内部填料和结构变化, 沉箱材料属性划分为 5 部分, 划分位置分别在 3.0、1.8、0.25、-3.8、-5.0 m 处, 密度按结构实际质量与简化模型所占体积比值取值, 材料属性分布见图 3, 模型材料主要参数见表 5。

表 5 模型主要参数

材料	弹性模量/ GPa	密度/ (kg·m ⁻³)	泊松比	粘聚力/ kPa	摩擦角/ (°)
胸墙	28	2 359	0.20		
沉箱 1	30	802	0.20		
沉箱 2	30	690	0.20		
沉箱 3	29	264	0.20		
沉箱 4	29	320	0.20		
沉箱 5	30	1 019	0.20		
基床	0.3	1 800	0.25		
淤泥质黏土	0.028 5	1 790	0.30	13.0	18.1
粉质黏土	0.069 5	2 010	0.30	30.3	21.4
粉土	0.115	2 000	0.30	24.5	27.9



a) 有护肩



b) 无护肩

图 3 块石有限元模型局部平面图

3.2 计算域接触面及边界条件

为了真实模拟地基与防波堤结构的相互作用, 在结构、基床和土体间相接触的区域建立主从接触面。对沉箱和胸墙结构进行整体建模, 选取沉箱底和基床下为主接触面, 基床上和土体为从接触面, 在切向采用库仑摩擦本构模型, 法向采用硬接触方式。模型采用 C3D8R 实体单元, 结构和基床采用弹性模型, 软土地基采用 Mohr-Coulomb 模型。计算域的边界条件为: 地基表面为自由边界, 底面为固定边界, 前侧面和后侧面为侧限边界, 左侧面和右侧面为对称边界, 有限元模型见图 4。

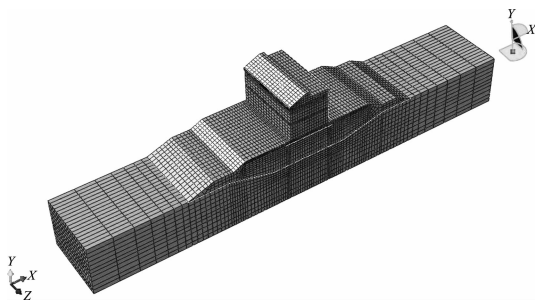


图4 沉箱式防波堤有限元模型

4 结构失稳模式分析

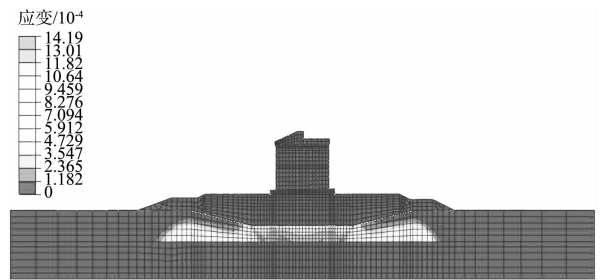
根据沉箱式防波堤的结构特性，定义结构失稳破坏的3种判别标准：基于土体出现连续贯通塑性区的极限状态判别标准、基于荷载-结构水平位移曲线出现突变的结构滑移临界状态判别标准、基于荷载-结构转角曲线出现较明显非线性拐点的结构转动临界状态判别标准。达到其中任何一个判别标准，即认为结构失稳破坏，通过有限元分析结果确定相应判别标准下结构的安全系数^[8]。

采用有限元法分析的具体思路为：1) 建立防波堤三维弹塑性有限元分析模型；2) 平衡初始地应力；3) 逐级加载波浪力进行计算，直至发生失稳破坏计算不收敛；4) 提取结构上点的计算结果，绘出加载波浪力与结构位移、转角关系曲线；5) 根据关系曲线和土体塑性区分布，得出结构临界失稳时对应的加载波浪力，定义安全系数为结构临界失稳加载波浪力与设计波浪力的比值，明确结构失稳模式。

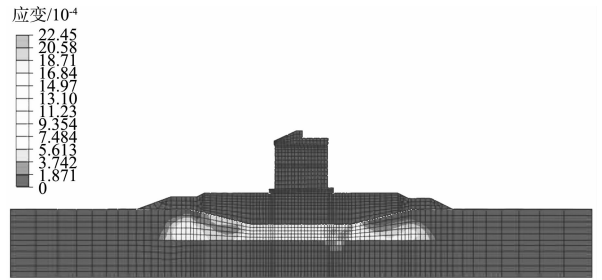
在分析波浪力对结构滑移和转动影响时，定义一个加载系数 $\alpha = P/P_0$ 来表达加载波浪力 P 与设计波浪力 P_0 的关系。当结构到达临界失稳状态时，加载系数 α 即为安全系数。结构转角 θ 通过提取波浪力作用前后结构在竖直方向上两点的坐标值推导得出^[9]。

4.1 有限元计算结果

提取有限元计算结果，图5~7分别为无护肩块石沉箱式防波堤地基土体塑性区云图和相应的荷载-结构转角曲线及1、2两点（图2）的荷载-结构水平位移曲线。图8~10分别为有护肩块石沉箱式防波堤土体塑性区云图和相应的荷载-结构转角曲线及1、2两点的荷载-结构水平位移曲线。



a) $\alpha=0$



b) $\alpha=1.58$

图5 无护肩块石土体塑性区应变云图

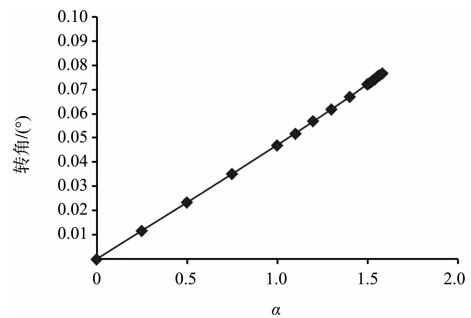


图6 无护肩块石荷载-结构转角曲线

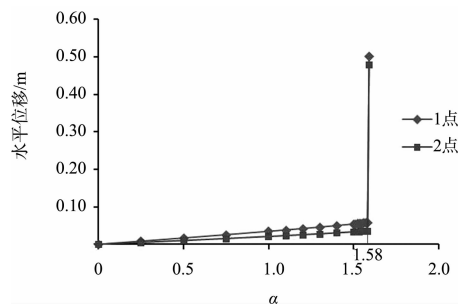
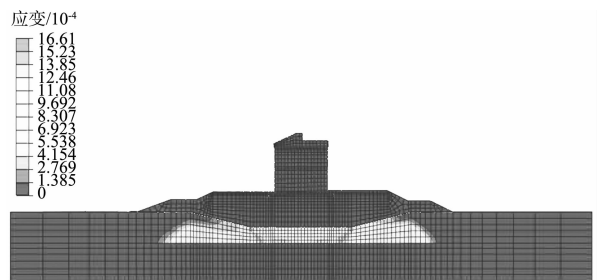


图7 无护肩块石荷载-结构水平位移曲线



a) $\alpha=0$

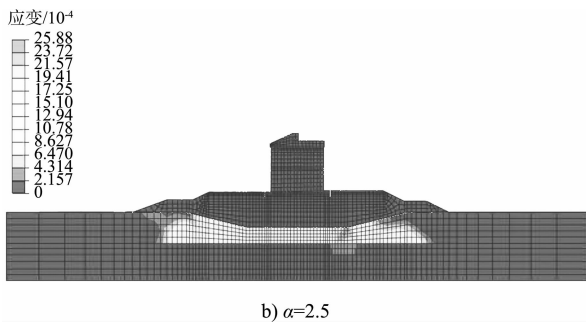


图 8 有护肩块石土体塑性区应变云图

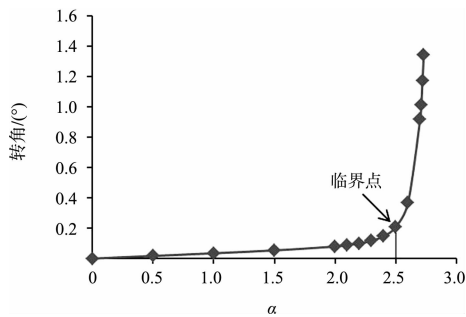


图 9 有护肩块石荷载-结构转角曲线

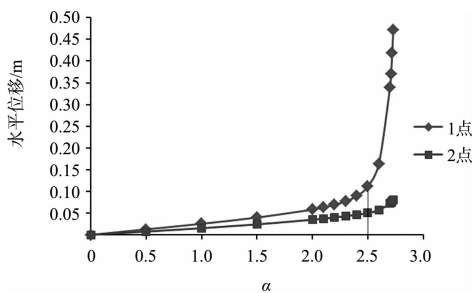


图 10 有护肩块石荷载-结构水平位移曲线

4.2 防波堤失稳模式分析

分析土体塑性区云图可知, 在 $\alpha = 0$ 时, 基床下方淤泥质黏土层的土体单元已出现塑性破坏, 其他位置处的土体单元并未达到塑性破坏; 在波浪力加载过程中, 土体塑性区进一步扩展, 至有限元计算不收敛, 土体塑性区始终停留在基床下方区域, 并未形成贯通塑性区域, 可认为有无护肩块石结构失稳时土体均未发生土体极限状态破坏。

对于无护肩块石的沉箱式防波堤, 从图 6、7 可以看出, 荷载 - 结构转角曲线始终为线性增加, 且数值很小; 而对于荷载-结构水平位移曲线, 在加载系数 $\alpha < 1.58$ 的波浪力作用下, 结构的水平位移数值很小且线性增加, 结构稳定; 当 $\alpha = 1.58$ 时结构水平位移发生突变, 结构首先发生滑动失稳破坏, 以结构滑动临界状态作为判别标准, 结

构安全系数为 1.58。

对于有护肩块石的沉箱式防波堤, 从图 9、10 可以看出, 在加载系数 $\alpha < 2$ 的波浪力作用下, 曲线均为线性增加, 结构的转角和水平位移都很小, 随着加载波浪力的继续增大, 结构的转角和水平位移增加幅度变快; 当 $\alpha = 2.5$ 时, 曲线均出现较明显的拐点, 结构稳定性受到威胁, 此后即使波浪力增加很小, 结构也将产生非常大的变位值, 1 点水平位移的过大主要是由于结构转动引起的, 说明结构首先发生转动倾覆失稳破坏。以结构转动临界状态作为判别标准, 可将 $\alpha = 2.5$ 作为结构发生倾覆破坏的临界点, 结构安全系数为 2.5。

结合有限元计算的不同加载系数下沉箱式防波堤位移场分布, 进一步分析有护肩块石防波堤失稳破坏模式, 可以看出, 在波浪力加载过程中, 结构转动点在沉箱底面以下从右侧向迎浪侧移动, 这与规范法验算波峰作用下抗倾稳定性时对后踵进行取矩, 以后踵作为转动点不同。图 11 为结构达到临界失稳状态下 ($\alpha = 2.5$) 的位移场分布, 此时转动点在沉箱底面以下竖直距离 12.15 m, 中轴线右侧水平距离 0.40 m 处。

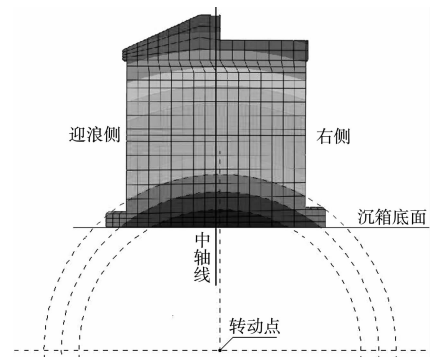


图 11 结构位移场分布

5 结论

1) 利用规范计算方法对依托工程实例的抗滑、抗倾稳定性进行了验算, 结果表明在设计水位情况下满足抗滑、抗倾稳定性要求; 以抗倾比作为判定标准选取设计低水位波峰作用为最危险工况。

2) 利用有限元法分别对无护肩块石、有护肩块石的沉箱式防波堤两种工况进行计算分析, 计算结果表明: 随着波浪力的增加, 软黏土地基尚未形

成贯通塑性区发生破坏时,无护肩块石的沉箱式防波堤首先发生滑移失稳破坏;有护肩块石的沉箱式防波堤首先发生倾覆失稳破坏,失稳转动点在沉箱底面以下竖直距离 12.15 m,中轴线右侧水平距离 0.40 m 处,并非规范所选定的后踵转动点。

3) 无护肩块石的沉箱式防波堤安全系数为 1.58,有护肩块石的安全系数为 2.5,可见护肩块石对防波堤的稳定性及失稳模式具有重要影响,对于沉箱式防波堤的护肩设计及日常维护应引起设计单位和防波堤使用单位足够的重视。

参考文献:

[1] De Groot M B, Kudella M, Oumeraci H. Liquefaction phenomena underneath marine gravity structures subjected to wave loads[J]. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, 2006, 132(4): 325-335.

[2] Martinelli L, Voortman H G, Lamberti A, et al. Hazard analysis of dynamic loaded caisson breakwaters[R]. USA: American Society of Civil Engineers, 2014.

[3] 徐光明,高长胜,张凌,等.软土地基上堤防稳定性研究[J].岩石力学与工程学报,2005,24(13):2 315-2 321.

[4] 王元战,迟丽华,龚薇.直立防波堤振动—滑移运动分析的模型和方法[J].海洋学报,1998,20(2):128-132.

[5] Wang Y Z. Motion and stability of caisson breakwater under breaking wave impact[J]. Canadian Journal of Civil Engineering, 2001, 28(6): 960-968.

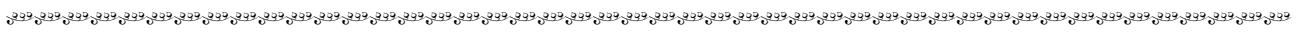
[6] JTS 154-1—2011 防波堤设计与施工规范[S].

[7] JTS 145-2—2013 海港水文规范[S].

[8] 王元战,肖忠,迟丽华,等.筒型基础防波堤稳定性简化计算方法[J].岩土力学,2009,30(5):1 367-1 372.

[9] 王刚,陈杨,张建民.大圆筒结构倾覆稳定分析的有限元法[J].岩土力学,2006,27(2):238-241.

(本文编辑 武亚庆)



(上接第 43 页)

2) 发生破损的环氧涂层钢筋的阻抗谱有 2 个时间常数,分别反映的是钢筋表面钝化膜和电化学腐蚀反应的信息。此时涂层起不到隔绝腐蚀介质的作用,对钢筋没有很好的保护效果。

3) 采用电化学阻抗技术,根据阻抗谱的特征就可以原位、无损地判断混凝土中的环氧涂层钢筋是否发生破损。在环氧涂层钢筋服役初期(后期要做更长时间的研究),当测得的阻抗谱图只有 1 个时间常数时,表明环氧涂层钢筋表面的涂层完好无破损;当测得的阻抗谱图有 2 个时间常数时,表明环氧涂层钢筋表面的涂层已破损。

参考文献:

[1] 潘德强,洪定海,郭飞骐.华南沿海部份码头调查情况介绍[J].水运工程,1982(2):1-7.

[2] 王胜年,黄君哲,张举连,等.华南海港码头混凝土腐蚀情况的调查与结构耐久性分析[J].水运工程,2000(6):8-12.

[3] 吴金岳,吴松贵,徐旭峰,等.环氧涂层钢筋及其应用[J].腐蚀与防护,2004,25(3):105-108.

[4] 张焱娜.环氧涂层钢筋在杭州湾跨海大桥的应用[J].石家庄铁道学院学报,2005,18(S1):43-44.

[5] Erdöglu S, Bremner T W, Kondratova I L. Accelerated testing of plain and epoxy-coated reinforcement in simulated seawater and chloride solutions [J]. Cement and Concrete Research, 2001, 31(6): 861-867.

[6] Elleithy W M, Sharif A M, Al-Amoudi O S B, et al. Effect of holidays and surface damage to FBEC on reinforcement corrosion [J]. Construction and Building Materials, 1998, 12(4): 185-193.

[7] Oliveira C G, Ferreira M G S. Ranking high-quality paint systems using EIS. Part I: intact coatings [J]. Corrosion Science, 2003, 45(1): 123-138.

[8] Oliveira C G, Ferreira M G S. Ranking high-quality paint systems using EIS. Part II: defective coatings [J]. Corrosion Science, 2003, 45(1): 139-147.

[9] 崔宇. SiO₂/环氧界面改性对涂层在 NaCl 溶液中耐腐蚀性能的影响[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工程大学, 2011.

[10] 赵冰. 表面有涂覆层的钢筋在混凝土中腐蚀与防护的研究[D]. 厦门: 厦门大学, 2007.

[11] 曹楚南,张鉴清.电化学阻抗谱导论[M].北京:科学出版社,2002.

(本文编辑 郭雪珍)