

DOI:10.3876/j.issn.1000-1980.2025.02.012

地震与波浪联合作用下重力式沉箱码头动力响应分析

王腾基¹, 苏雷¹, 周林禄¹, 韩子非¹, 凌贤长^{1,2}

(1. 青岛理工大学土木工程学院, 山东 青岛 266520; 2. 哈尔滨工业大学土木工程学院, 黑龙江 哈尔滨 150090)

摘要: 针对当前重力式沉箱码头研究仅考虑地震或波浪单独作用而与实际情况不相符的问题, 基于开源数值计算平台 OpenSees, 构建了重力式沉箱码头有限元模型, 进行了地震与波浪联合作用下的动力响应分析, 并讨论了地震与相位差对沉箱位移的影响。结果表明: 仅地震作用沉箱出现了明显的水平和竖向位移, 而地震与波浪联合作用会显著影响沉箱位移的大小, 具体情况与地震和波浪之间相位差有关, 在最不利和最有利相位差条件下, 沉箱最大水平位移相较于仅地震作用分别增大 37.1% 和减小 26.9%。因此, 在沉箱码头的动力响应分析及抗震设计时, 需考虑地震与波浪联合作用下的不利情况。

关键词: 重力式沉箱码头; 地震与波浪联合作用; 有限元模拟; 动力响应; 相位差

中图分类号: U656.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 1000-1980(2025)02-0098-09

Dynamic response analysis of gravity caisson wharf under the joint action of earthquake and wave

WANG Tengji¹, SU Lei¹, ZHOU Linlu¹, HAN Zifei¹, LING Xianzhang^{1,2}

(1. School of Civil Engineering, Qingdao University of Technology, Qingdao 266520, China;

2. School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090, China)

Abstract: In view of the issue that current research on gravity caisson wharf only considers the separate effects of seismic or wave actions, which does not reflect actual conditions, a finite element model of the gravity caisson wharf is established based on the open-source numerical computation platform OpenSees. Dynamic response analysis is conducted under the joint action of earthquake and wave, and the impact of the earthquake and phase difference on the wharf's displacement is discussed. The results demonstrate that the wharf experiences significant horizontal and vertical displacements under seismic action alone. The combined effect of earthquakes and waves significantly influences the magnitude of the wharf's displacement, with specific conditions depending on the phase-difference between the earthquake and the wave. In the cases of the most unfavorable versus favorable phase-difference conditions, the maximum horizontal displacement of the wharf increases by 37.1% and decreases by 26.9%, respectively, compared to the case of only seismic action. Therefore, in the dynamic response analysis and seismic design of caisson wharf, it is necessary to consider the unfavorable conditions under the joint action of earthquakes and waves.

Key words: gravity caisson wharf; joint action of earthquake and wave; finite element simulation; dynamic response; phase difference

我国是一个海洋大国, 海岸线长度超过 3.2 万 km, 沿岸分布有五大港口群, 港口规模居世界第一。港口是水陆交通运输的重要枢纽, 在区域经济发展中发挥着重要作用。码头是港口的重要组成部分, 其中重力式码头是一种常见的码头类型。重力式沉箱码头具有结构坚固、施工快捷、节省投资、适应性强、经久耐用、抗震性好等诸多优点, 在我国港口工程中应用广泛, 覆盖半数以上深水港与浅水港^[1]。

在国内外历次破坏性强震中, 出现了较多重力式沉箱码头在地震中破坏或功能失效的实例, 造成巨大且无法挽回的区域甚至国家经济损失。如 1995 年日本阪神地震中, 神户港码头受到严重破坏。神户港码头中

基金项目: 泰山学者攀登专项经费项目 (tspd20230607)

作者简介: 王腾基(2000—), 男, 硕士研究生, 主要从事港工结构地震响应研究。E-mail: wtengji@163.com

通信作者: 苏雷(1986—), 男, 教授, 博士, 主要从事土动力学与岩土地震工程研究。E-mail: sulei@qut.edu.cn

引用本文: 王腾基, 苏雷, 周林禄, 等. 地震与波浪联合作用下重力式沉箱码头动力响应分析[J]. 河海大学学报(自然科学版), 2025, 53(2): 98-106.

WANG Tengji, SU Lei, ZHOU Linlu, et al. Dynamic response analysis of gravity caisson wharf under the joint action of earthquake and wave[J]. Journal of Hohai University(Natural Sciences), 2025, 53(2): 98-106.

90%的海工结构采用沉箱结构,震后除经过特别抗强震设计的防灾码头外,全部受到不同程度的破坏^[2-4],其中一些码头的水平位移和沉降量达到了惊人的3~5 m,由于巨大的变形,码头的辅助设施也遭到了严重的破坏。1999年台湾集集地震,台中港重力式沉箱码头遭到严重破坏^[5-6],沉箱码头及周围土体出现明显位移,地震诱发土体侧向变形,强大的侧向土压力推动码头墙体向海侧滑移,并引起地表开裂,最终导致码头墙体倾斜和破坏。

强震中沉箱码头破坏的情况屡次出现,给港口安全带来了巨大的风险,也使得重力式沉箱码头地震安全与震害致灾问题成为备受社会关注的公共安全问题。震害调查与研究表明,地震作用下,码头墙体-土层体系表现出极其复杂的动力相互作用过程。重力式码头地震响应与土体中超孔隙水压力发展、应力-应变软化、强度衰减演变等关系密切^[6]。

长期以来,诸多研究者通过振动台、离心机等试验,对地震作用下沉箱码头震害问题开展了一系列的研究。1995年阪神地震后,Inagaki等^[2-3]通过现场冻结取样和振动台试验研究发现:沉箱的变形是震动和土中超孔隙水压力的变化共同作用的结果,沉箱的位移随着震动强度的增大和土中超孔隙水压力的增大而逐渐增大;同时,沉箱的变形机制不是传统简化分析中通常认为的沉箱滑动,而是与沉箱下地基土体的整体变形相关。Dakoulas等^[7]研究发现,地震停止时码头墙体侧向位移立刻停止,表明墙体变形主要受控于地震惯性力。Lee^[6]利用振动台试验分析土体中不同深度的超孔隙水压力和土压力的变化模式,发现在深层土体中,超孔隙水压力和土压力的变化主要与沉箱的转动有关,而浅层土体中超孔隙水压力和土压力的变化主要与沉箱的水平运动有关。Madabhushi等^[8]利用动态离心试验研究了土体液化对结构沉降的影响程度,发现即使强震中自由场土体完全液化,结构下方土体也不会完全液化,同时由于超孔隙水压力的产生和随之而来的结构沉降,结构下方土体将会产生一定的刚度退化。

随着计算机技术的快速发展,数值模拟在码头结构地震响应研究中得到广泛的运用。例如:王松等^[9]针对神户港码头构建了三维计算模型,采用拟静力分析法和瞬态动力时程分析法计算了沉箱码头的位移、应力和加速度分布系数,并进行了结构抗震验算,对比分析了两种方法计算结果的差异;丛佩文等^[10]建立了神户港码头沉箱结构的二维模型,在地震响应分析中进一步考虑了结构与地基之间的相互作用和地震波的双向耦合作用的影响。数值模拟技术的应用使地震条件下沉箱-土体相互作用的研究得到进一步发展,也让研究者开始考虑更复杂条件下的动力响应分析,如地震与波浪联合作用下的动力响应。

由于码头结构所处的海域环境,不可避免地会受到波浪的作用,会对结构产生不可忽视的影响,特别是在地震与波浪联合作用时,结构的动力响应过程更为复杂^[11-13]。李忠献等^[14]针对地震与波浪联合作用下的深水桥梁进行了研究,发现联合作用时的动力响应峰值并不是地震和波浪单独作用下动力响应峰值的简单叠加,不同的波浪特征对结构的影响不同。何晓宇等^[15]和赵秋红等^[16]分别对地震与波浪联合作用下的海洋平台和深水桥墩进行了动力特征分析,发现地震与波浪之间的相位差对动力响应结果有较大影响。但国内外针对地震与波浪联合作用下重力式沉箱码头的动力响应相关研究仍相对有限。

目前国内外对重力式码头的破坏模式与失效原因已经有了较多的研究成果,但这些研究大多只考虑了码头结构受地震荷载的作用,而忽略了长期作用在沉箱码头结构上的波浪荷载。鉴于此,本文基于开源数值计算平台OpenSees,以青岛董家口某在建码头为例,建立重力式沉箱码头有限元模型,考虑地震与波浪的联合作用进行重力式沉箱码头的动力响应分析。

1 研究区概况

选择山东青岛董家口某码头1号系靠船墩的主体沉箱为研究对象。该沉箱位于青岛市黄岛区泊里镇董家口码头南部海域,地处鲁东南丘陵区的边缘,陆域地势北高南低,但起伏不大,为波状起伏的宽谷缓丘和波状夷平面准平原,其地表风化残积层普遍较发育。原地势低洼处和低丘山麓常有较厚的坡洪积物分布,冲沟及水塘发育,地形高低不平。研究区内海底为向南缓倾至黄海水下岸坡,底面高程在-15.0~-13.0 m之间,水深条件良好,依涨落潮的不同,码头区水深一般在10~20 m之间变化,海底地形较为平坦,是良好的天然深水港。

根据工程勘察报告,研究区地层覆盖层主要为第四系全新统海洋沉积和上更新统残坡积,下伏基岩为崂山阶段侵入岩体,岩性以花岗岩为主,局部可见不同程度的变质现象。根据地质时代、成因类型、岩性特征及其物理力学指标等划分为3大层,土层表面为淤泥及淤泥质土;中部以粉质黏土及黏土为主,夹有粉细砂层;

底部为连续分布的风化花岗岩层。码头抛石基床施工时对上部土体进行了开挖,开挖至强风化花岗岩。

该沉箱所在码头项目位于距海岸线约 1 km 处,与已建成码头南端相连并向西南方向延伸,陆域布置于已建配套陆域的西北侧地块。码头地理位置和场址地貌影像见图 1,图中红色区域为码头项目所在位置。

2 研究方法

2.1 土层模拟

采用开源数值计算平台 OpenSees 建立重力式沉箱码头有限元模型。模型以沉箱中心为 x 轴零点,海拔 0 m 为 y 轴零点,选择深度 50 m 内、沉箱两侧各 100 m 范围内的土体进行模拟。图 2 为重力式沉箱码头有限元模型示意图,图中 A~G 为选取的观测点,不同颜色区域代表不同土层,土层参数见表 1,由现场原位测试、动力触探试验和室内三轴试验等得到。

有限元模型中,对于淤泥质土、黏土等黏性土选用 PressureIndependMultiYield (PIMY) 材料^[17-18]模拟,该材料的本构模型是基于多屈服面和关联流动法则的土体模型,每个屈服面对应的屈服准则为 Von Mises 准则;对于砂层和抛石垫层则选用 PressureDependMultiYield (PDMY) 材料^[19-20]模拟,该材料的本构模型是基于多屈服面和非关联流动的土体模型,每个屈服面对应的屈服准则为 Drucker-Prager 准则。两种土体本构模型在施加重力荷载时,材料的行为是线弹性的,在随后的动态加载阶段,应力-应变响应是弹塑性的。

两种土体本构模型使用的参数包括密度、剪切模量、体积模量、黏聚力、内摩擦角、有效围压等,直接选用勘察报告中的参数数据,勘察报告中没有的参数则按照相应的推荐值取值。

土层采用二维四节点 quadUP 单元模拟^[21],该单元有 3 个自由度,其中第 1、2 自由度代表位移,第 3 自由度为孔隙水压力。quadUP 单元是基于 Biot 多孔介质理论、双线性等参的四节点平面应变单元,基于以下基本假设:①变形和转动较小;②土体颗粒不可压缩;③固体、流体密度不随时间和空间变化;④土体孔隙率局部均匀且不随时间变化;⑤土体固相和液相加速均匀。quadUP 单元主要用于模拟固-液有效应力完全耦合材料的动态响应,能够有效计算动荷载作用下土体的变形和孔隙水压力的变化。

海平面选取重现期为 100 a 的极端高水位,水深 20.5 m,水面位于图 2 中纵坐标 6 m 处。土层上表面根据相应位置的水深施加静水压力和孔隙水压力初始值,模拟海水对土体的影响。

2.2 沉箱结构模拟

大量的震害实例^[2,5]表明,沉箱码头的破坏主要是沉箱及下部土体整体发生位移,而非沉箱结构本身发生破坏,所以数值模拟时对沉箱结构进行简化,沉箱与基床之间采用共用节点的方式连接,忽略沉箱内部的结构,将沉箱和箱内部填料视为一个整体。沉箱整体采用弹性材料进行模拟,容重取 22.0 kN/m^3 ,弹性模量为 30 GPa,泊松比取 0.20。

2.3 波浪作用模拟

本文仅考虑波浪对沉箱的作用,由于码头所在地区主要受来自东侧的波浪作用,西侧的波浪很小,故在数值模拟时仅在沉箱东侧施加波浪荷载。对于垂直作用在沉箱侧面的波浪荷载,使用基于微幅波的规则波



图 1 研究区概况

Fig. 1 Overview of the study area

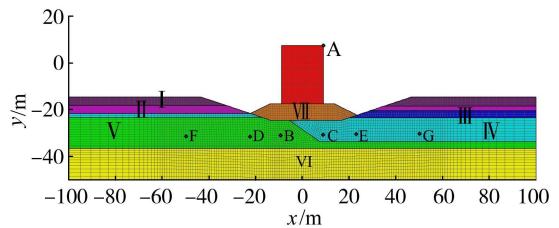


图 2 重力式沉箱码头有限元模型

Fig. 2 Finite element model of gravity caisson wharf

表 1 土层物理力学参数

Table 1 Physical and mechanical parameters of soil stratum

编号	土层名称	容重/ (kN/m^3)	黏聚 力/ kPa	内摩擦 角/ $(^\circ)$	泊松比	弹性模 量/ MPa
I	淤泥及淤泥质土	17.4	6	15	0.30	12.1
II	粉质黏土及黏土	19.9	20	21	0.35	54.3
III	粉细砂	20.5	0	30	0.30	61.4
IV	砂砾状强风化花岗岩	19.0	25	30	0.30	218.9
V	碎块状强风化花岗岩	20.0	45	36	0.30	325.0
VI	中风化花岗岩	24.0	1 200	50	0.25	3 000
VII	抛石基床	18.0	30	36	0.30	200

浪力计算方法进行计算。微幅波理论假定理想流体是没有黏性的,并且不可压缩,流体质点的运动没有旋转运动^[22]。微幅波理论是各种波浪理论中最基本的理论,具有简单性和易行性等特点,能够满足实际工程需要,因此目前仍被工程界广泛用于解决各类实际问题^[23]。

根据 JTS145—2015(2022 版)《港口与航道水文规范》并查阅相关文献^[24],使用青岛小麦岛观测站重现期 50 a 的波浪参数建立微幅波波面方程。该波浪周期 $T = 10.2 \text{ s}$,计算波高使用有效波高 $H_{1/3}$ ($H_{1/3} = 4.97 \text{ m}$)。通过微幅波理论可以得到波面方程:

$$\eta(x, t) = 0.5H\cos(kx - \omega t) \tag{1}$$

式中: η 为波面高度; t 为时间; H 为波高,使用有效波高 $H_{1/3}$ 进行计算; k 为波数, $k = 2\pi/L$, L 为波长; ω 为圆频率, $\omega = 2\pi/T$ 。

微幅波理论中波长与周期存在以下关系:

$$L = (gT^2/2\pi) \tanh kd \tag{2}$$

式中: g 为重力加速度,取 9.8 m/s^2 ; d 为水深。

通过波数和波长的不断迭代,求出波数 $k = 0.050$,波长 $L = 125.5 \text{ m}$ 。

波浪荷载采用 MacCamy-Fuchs 绕射理论进行求解^[22-23]。根据绕射理论,任意高度处沿波浪方向的波压力为

$$f_x(z) = \frac{2\rho g H}{k} \frac{\cosh kz}{\cosh kd} A \cos(\omega t - \alpha) \tag{3}$$

式中: $f_x(z)$ 为波压力函数; ρ 为水的密度; z 为沉箱上任一点的高度; A 为与相对桩径有关的参数,经查表得 $A = 1.64$; α 为相位常数。

最后通过对沉箱任意高度上的波压力函数 $f_x(z)$ 进行积分,可得沉箱上对应区域的波浪力 F_x :

$$F_x = \int f_x(z) dz \tag{4}$$

模拟计算时,将沉箱所受波浪荷载按照模型上网格所在高度进行划分,并根据波浪荷载在沉箱上的分布规律^[25],求解出各高度区域沉箱中心位置宽度为 1 m 范围内受到的波浪荷载(表 2),并施加在相应节点上。波浪荷载在沉箱上的分布情况见图 3。

表 2 波浪荷载参数

Table 2 Parameters of wave loads

沉箱高度/m	节点编号	波浪荷载/kN	沉箱高度/m	节点编号	波浪荷载/kN	沉箱高度/m	节点编号	波浪荷载/kN
-14.5~-14	1090	11.039	-8~-7	1097	23.447	-1~<0	1104	27.726
-14~-13	1091	22.105	-7~-6	1098	23.872	0~<1	1105	28.601
-13~-12	1092	22.188	-6~-5	1099	24.356	1~<2	1106	29.547
-12~-11	1093	22.327	-5~-4	1100	24.902	2~<3	1107	30.568
-11~-10	1094	22.521	-4~-3	1101	25.510	3~<4	1108	31.665
-10~-9	1095	22.772	-3~-2	1102	26.183	4~<5	1109	32.842
-9~-8	1096	23.081	-2~-1	1103	26.920	5~6	1110	34.101

2.4 地震动的确定和输入

为使模型在地震作用下表现出明显的变形特性和非线性特性,模型基地震动应采用相对较高的峰值加速度,因此选取了 Northridge 地震中 Rinaldi 台站记录的 S48W 分量。考虑土层对地震波传播的影响,在数值模拟中,将地表记录的地震动幅值缩小一半作为基底输入地震动,如图 4 所示,其峰值加速度为 $0.445g$,输入采用均匀基底激励的方式^[26]。

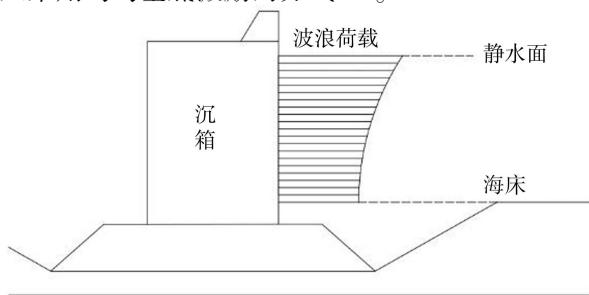


图 3 波浪荷载分布

Fig.3 Wave load distribution

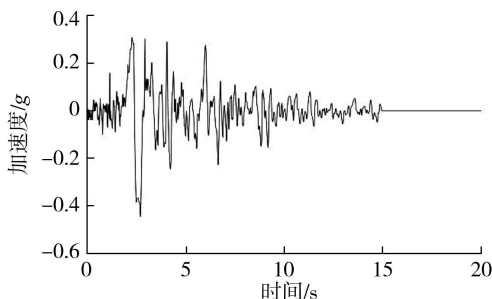


图 4 基底输入地震动

Fig.4 Earthquake ground motion input at base

2.5 数值模拟步骤

步骤1 自重弹性状态分析。此时模型采用约束边界,对边界处土体的水平位移进行约束。该步骤中 PIMY 和 PDMY 材料处于初始线弹性阶段,进行初始状态分析,确保形成非零应力场和零位移场。

步骤2 自重塑性状态分析。将 PDMY 和 PIMY 材料由弹性状态转为塑性状态,此时材料的偏应力-应变响应表现为弹塑性,对模型进行塑性状态分析。

步骤3 动力响应分析。共进行两种情况的动力响应分析:第一种情况仅进行地震响应分析,此时去除原有边界条件,在模型两侧边界外建立具有相同土层特征的自由场边界,使用等效自由度约束将模型边界与自由场边界土层单元相连接,输入水平方向地震动进行地震响应分析。第二种情况为考虑地震与波浪联合作用的动力响应分析,先在沉箱侧面相应节点上施加简谐波荷载,然后重复地震响应分析的步骤。

数值模拟时利用 Newmark 型的单步预测多校正方案对有限元矩阵方程进行时间积分,时间积分参数在静力分析阶段使用 $\gamma=1.5$ 、 $\beta=1$,在动力分析阶段使用 $\gamma=0.6$ 、 $\beta=0.3025$ 。对于每个时间步,使用 Krylov 子空间加速的改进牛顿-拉弗森法进行求解^[26-27]。

3 计算结果与分析

3.1 地震前沉箱-土层体系响应

3.1.1 位移响应云图

图5为地震前位移响应云图,可以看出沉箱及其周围土体均产生了不同程度位移。施加重力作用后,沉箱产生了向右和向下的位移,和以沉箱底部为中心的转动。在沉箱左侧,下部持力层主要为碎块状强风化花岗岩,其力学特性相对较好,沉箱在此处的沉降量较小,仅为0.7mm左右。在沉箱右侧,下部持力层为砂砾状强化风化花岗岩层,力学性质相对薄弱,沉降为3mm左右。两侧沉降量的差异是导致沉箱转动的主要原因。

水平方向上,沉箱顶部发生了向右4mm左右的水平位移,这一水平位移一部分是由于不均沉降引起的沉箱转动导致的,另一部分是由于沉箱下部土体整体向右下滑移所导致的,由滑移导致的位移约为0.9mm。土体的最大竖向位移发生在沉箱右下角相邻的抛石基床中,最大位移约为3mm;土体的最大的水平位移则发生在沉箱右侧的抛石基床底部,最大位移约为0.16mm。

3.1.2 应力响应云图

图6为地震前应力响应云图,可以看出土中的水平和竖向应力随土层深度的增加而增大,这主要是受到土体自重作用的影响。同时,可以发现沉箱底部土体中的等应力线明显向上凸出,这说明沉箱的重力作用对沉箱底部土体中的应力分布产生了很大的影响,使土体中的应力较其他相同深度位置有明显增大。土体中剪应力则集中分布在沉箱底部两侧土体中,以沉箱为中心呈对称分布。土中最大竖向应力出现在沉箱底部角点处的土体中,约700kPa。土体中剪应力最大值同样位于此处,约为200kPa。这是由于沉箱的重力作用使沉箱底部角点处土体受到了较大的剪切作用。

3.2 地震后沉箱-土层体系响应

3.2.1 位移响应云图

地震后沉箱结构和周围土体发生了一定程度的变形,图7为地震后位移响应云图(为更直观反映沉箱和土体的位

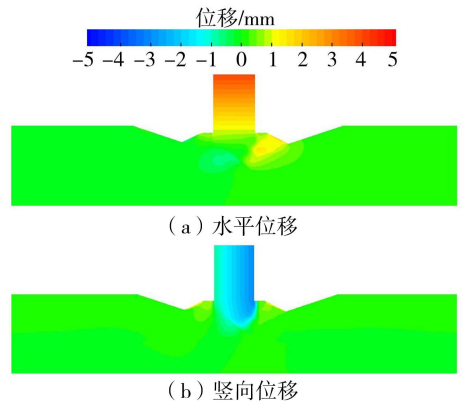


图5 地震前位移响应云图

Fig. 5 Displacement response contour before shaking

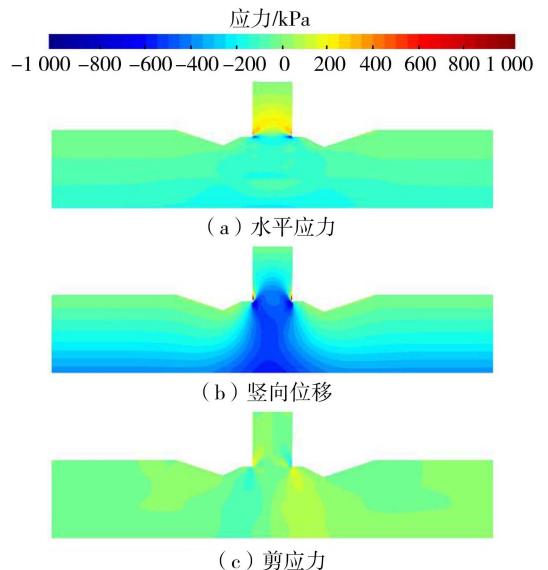


图6 地震前应力响应云图

Fig. 6 Stress response contour before shaking

移情况,图 7、8、11 中的轮廓变形都较实际放大了 10 倍)。地震后沉箱出现了更为明显的向右侧和下侧的位移,在沉箱顶部的位移达到了 0.30 m。与地震前相同,该位移仍主要由沉箱的转动以及土体的滑动两部分构成。沉箱由于两侧不均匀沉降发生了明显的转动,由图 7 可以看出沉箱右侧沉降较大,达到了 0.28 m,而左侧沉降量仅为 0.17 m。由此可以计算出沉箱顶部由于沉箱转动产生的水平位移约为 0.14 m。

地震后沉箱底部土体在沉箱重力作用及地震荷载影响下出现了较大的向右侧的滑移,中心处最大位移达到了 0.28 m;沉箱也随底部土体的滑移产生了较大水平向位移,约为 0.16 m。从以上分析可以看出,模型中重力式沉箱码头的破坏并不单一由不均匀沉降引起,同时还受沉箱底部土体的整体滑移影响,两者在沉箱的位移中均起到了相当重要的作用。

3.2.2 应力响应云图

图 8 为地震后应力响应云图,可以看出地震后模拟范围内距沉箱较远处土体中的应力分布情况较地震前并无明显变化,说明沉箱的地震响应并未影响到边界处土体,同时表明模型模拟范围选取合理。

由图 8 可见,沉箱底部土体中水平和竖向应力的等应力线变得曲折,说明地震后沉箱底部土体中应力分布发生变化,可能是由于土体在响应过程中受到了扰动,土体中的土骨架进行了一定程度的重组。但是,土体应力的整体数值与地震前相比无明显变化,说明地震后土体的承载力未发生明显变化。土体中最大剪应力出现在沉箱底部承载层与下层分界处,最大值约为 220 kPa。由图 8 还可看出,地震后沉箱结构底部角点处出现明显的应力集中现象,但远不足以使沉箱结构本身产生破坏。

3.2.3 沉箱与土层位移时程响应

为了进一步分析地震过程中沉箱的位移变化情况,选择沉箱上 A 点(图 2)对沉箱的位移进行分析。图 9 为沉箱地震作用下的水平和竖向位移时程曲线,可以看出沉箱最大水平位移发生在地震后 3.13 s,其最大值为 0.38 m;竖向位移则呈现出随时间增加而增大并最终趋于平稳的趋势,最终稳定在 0.29 m。与基底输入地震动(图 4)相比,当地震加速度第一次出现峰值时,沉箱开始出现较大程度的变形,这主要与地震动中存在较大脉冲有关。

为了考察土体的侧向位移,选定土层内典型位置(图 2 中 B~G 点)进行分析,图 10 为土层中不同位置

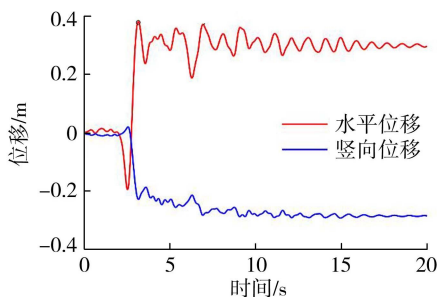


图 9 沉箱上 A 点位移

Fig. 9 Displacement at point A of the caisson

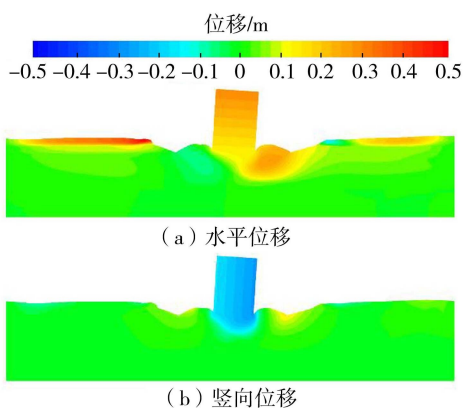


图 7 地震后位移响应云图

Fig. 7 Displacement response contour after shaking

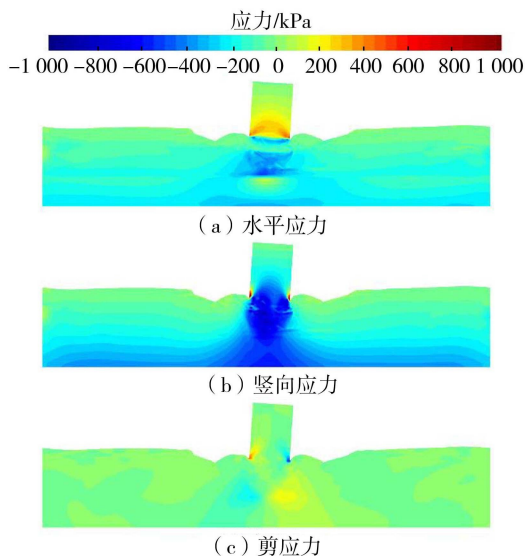


图 8 地震后应力响应云图

Fig. 8 Stress response contour after shaking

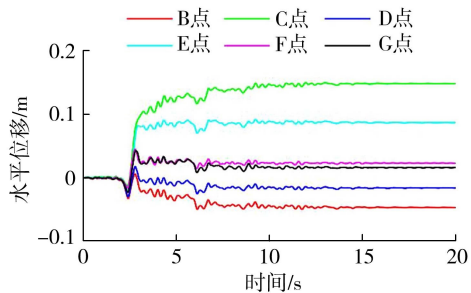


图 10 土层中不同位置的水平位移

Fig. 10 Horizontal displacement at different locations of soil

的水平位移时程曲线。与沉箱在 3.13 s 到达最大位移不同,沉箱底部土体的水平位移则在 3.13 s 后的一段时间内继续增大,并最终趋于稳定。同时,土层内位移的突然增大与输入地震动中存在较大脉冲相关。B、C 两点位于沉箱角点的正下方,可以看出,沉箱右侧土体的水平位移明显大于左侧。这是由于沉箱在地震中出现向右侧的倾斜,沉箱对右侧土体产生挤压,使其出现了更大的水平位移。D、E 两点位于沉箱两侧约 25 m 处,与 B、C 两点相比,水平位移明显减小。F、G 两点位于沉箱两侧 50 m 处,此处土体位移更进一步减小。可以看出,随着距沉箱距离的增大,土体的水平位移的逐步减小,说明地震响应中沉箱的重力作用是导致土体发生位移的主导因素。

为了进一步考察沉箱-土层体系变形,选取地震中两个典型时刻进行比较。图 11 反映了地震前沉箱位移最大时刻和地震后沉箱-土层体系变形情况,可以看出沉箱最终位移时刻与最大位移时刻相比,水平位移减小,竖向位移增大,倾斜角度有所减小。土体的变形主要发生在沉箱底部 15 m 和两侧 25 m 内的一个倒梯形范围内,这一范围内土中大部分区域的变形在沉箱达到最大位移后继续增大。而在这区域之外的土体,在沉箱达到最大位移后未发生明显变化。

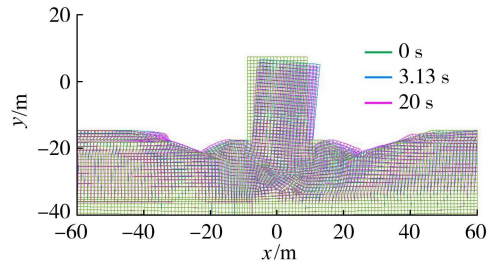


图 11 不同时刻的沉箱位移

Fig. 11 Displacement of the caisson at different times

3.3 考虑波浪相位差影响的动力响应分析

由于现实中地震开始时刻是随机的,对应的波浪状态也存在多种可能,因而需要考虑地震与波浪之间的相位差对地震与波浪联合作用影响。将地震开始视为 0 时刻,则波浪的相位可能在 $0 \sim 2\pi$ 之间变化,波浪相位的不同直接影响波浪对沉箱的作用力。因此在考虑地震与波浪联合作用时,需要分析地震与波浪间相位差对动力响应结果的影响。

选择地震与波浪之间相位差以 $\pi/6$ 为间隔的 12 种情况进行分析。由于波浪荷载对于沉箱结构的竖向位移影响较小,因此主要分析沉箱上 A 点的水平位移变化。图 12 为不同相位差下沉箱水平位移较无波浪时沉箱水平位移的差值,可以看出,不同相位差下波浪荷载对沉箱水平位移的影响有很大不同,既有可能使位移增大,也可能使位移减小。

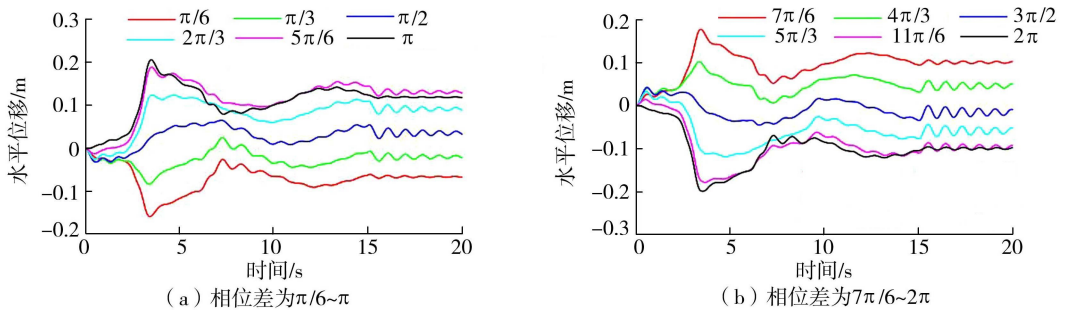


图 12 不同相位差下沉箱水平位移

Fig. 12 Horizontal displacement under various phase differences

在本文地震和波浪情况下,相位差在 $0 \sim \pi/3$ 和 $3\pi/2 \sim 2\pi$ 时,波浪荷载的作用表现为减小沉箱的水平位移;在 $\pi/2 \sim 4\pi/3$ 时表现为增大沉箱的水平位移。当地震与波浪之间相位差为 2π 时(即相位差为 0 时),波浪荷载的作用使沉箱的水平位移最终减小了 0.10 m,为 12 种相位差中最有利于沉箱稳定的情况。当相位差为 $5\pi/6$ 时,沉箱的水平位移最终增大 0.13 m,为最不利情况。由此可见,在进行沉箱码头地震与波浪联合作用动力响应分析时波浪作用会对沉箱码头的水平位移产生较大影响,在进行重力式沉箱码头的抗震设计时也应尽量考虑波浪作用的影响。

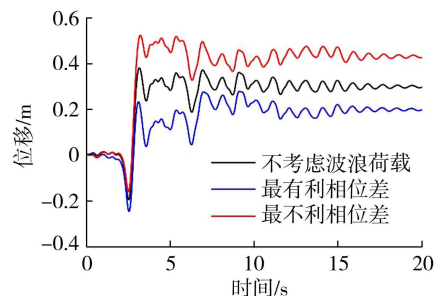


图 13 不同波浪条件下沉箱水平位移

Fig. 13 Horizontal displacement of caisson at different wave conditions

图 13 为最不利相位差、最有利相位差和不考虑波浪荷载情况

下沉箱码头 A 点的水平位移时程对比,可以看出,在不同波浪条件下沉箱水平位移的变化规律与不考虑波浪荷载时大致相同,说明在本次模拟中地震仍是影响沉箱水平位移的主导因素,波浪荷载起到次要影响。比较 3 种情况下的最大水平位移,在最不利相位差下,沉箱的最大水平位移相较于不考虑波浪荷载增大了 37.1%;在最有利相位差下,沉箱的最大水平位移则减小了 26.9%。由此可见,在进行地震与波浪联合作用动力响应分析时,地震与波浪之间相位差会对沉箱码头的水平位移产生较大影响,在进行考虑波浪荷载的抗震设计时也应考虑地震与波浪之间相位差的影响。

4 结 论

a. 地震后,沉箱发生了明显的水平和竖向位移,沉箱底部土体出现不均匀的竖向变形,同时出现明显的水平位移,持力层发生应力重分布。

b. 在地震与波浪荷载联合作用下,波浪荷载会对沉箱的位移产生明显影响。因此在进行沉箱码头的动力响应分析及抗震设计时,应尽量考虑波浪荷载影响。

c. 在地震与波浪荷载联合作用下,地震与波浪之间的相位差变化会对沉箱的位移产生明显影响。在最不利相位差下,沉箱的最大水平位移相较于不考虑波浪荷载增大了 37.1%,在最有利相位差下,沉箱的最大水平位移则减小了 26.9%,影响显著。因此,在进行考虑波浪荷载的重力式沉箱码头抗震设计时,也应考虑地震与波浪之间相位差的影响。

参考文献:

- [1] 徐炬平. 港口水工建筑物[M]. 北京:人民交通出版社,2011.
- [2] INAGAKI H,IAI S,SUGANO T,et al. Performance of caisson type quay walls at Kobe Port[J]. Soils and Foundations,1996,36 (Sup1):119-136.
- [3] ABBAS G,TAKASHI O,IKUO T,et al. Shaking table tests on seismic deformation of gravity quay walls[J]. Soils and Foundations,1998,38(Sup1):115-132.
- [4] IAI S. Evaluation of performance of port structures during earthquakes[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering,2019, 126:105192.
- [5] CHEN C H,HWANG G S. Preliminary analysis for quaywall movement in Taichung Harbour during the September 21,1999,Chi-Chi earthquake[J]. Earthquake Engineering and Engineering Seismology,2000,2(1):43-54.
- [6] LEE C. Centrifuge modeling of the behavior of caisson-type quay walls during earthquakes[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering,2005,25(2):117-131.
- [7] DAKOULAS P,GAZETAS G. Insight into seismic earth and water pressures against caisson quay walls[J]. Géotechnique,2008, 58(2):95-111.
- [8] MADABHUSHI G S P,BOKSMATI J I,TORRES S G. Modelling the behaviour of large gravity wharf structure under the effects of earthquake-induced liquefaction[J]. Coastal Engineering,2019,147:107-114.
- [9] 王松,喻泽红,张兴华,等. 沉箱码头动力响应分析及结构抗震计算[J]. 水电能源科学,2010,28(9):82-85. (WANG Song, YU Zehong,ZHANG Xinghua,et al. Dynamic response analysis and structural anti-seismic calculation of caisson quay wall[J]. Water Resources and Power,2010,28(9):82-85. (in Chinese))
- [10] 丛佩文,史旦达,蒋建平,等. 重力式沉箱码头在双向振动下的地震响应有限元分析[J]. 水运工程,2016(2):60-66. (CONG Peiwen,SHI Danda,JIANG Jianping,et al. FEM investigation of seismic response of caisson-type quay wall subjected to bidirectional shaking[J]. Port & Waterway Engineering,2016(2):60-66. (in Chinese))
- [11] LI Zhongxian,ZHENG Qingtao,SU Junsheng,et al. Underwater shaking table tests of a sea-crossing cable-stayed bridge under combined earthquake and wave action[J]. Ocean Engineering,2023,287:115871.
- [12] WANG Piguang,ZHAO Mi,DU Xiuli,et al. Dynamic response of bridge pier under combined earthquake and wave-current action [J]. Journal of Bridge Engineering,2019,24(10):04019095
- [13] 毕建巍,苏雷,解立波,等. 波浪作用下液化场地高桩码头动力响应试验研究[J]. 上海交通大学学报,2023,57(11):1442-1454. (BI Jianwei,SU Lei,XIE Libo,et al. Experimental investigation of dynamic response of pile-supported wharf in liquefiable ground under wave action[J]. Journal of Shanghai Jiao Tong University,2023,57(11):1442-1454. (in Chinese))
- [14] 李忠献,黄信. 地震和波浪联合作用下深水桥梁的动力响应[J]. 土木工程学报,2012,45(11):134-140. (LI Zhongxian, HUANG Xin. Dynamic responses of bridges in deep water under combined earthquake and wave actions[J]. China Civil

Engineering Journal,2012,45(11):134-140. (in Chinese))

- [15] 何晓宇,李宏男. 地震与波浪联合作用下海洋平台动力特性分析[J]. 海洋工程,2007,25(3):18-25. (HE Xiaoyu, LI Hongnan. Dynamic analysis of offshore platform under seismic action and wave action[J]. The Ocean Engineering,2007,25(3):18-25. (in Chinese))
- [16] 赵秋红,许梦凡,董硕. 地震-波浪耦合作用下考虑相位差影响的深水桥墩动力响应分析[J]. 中国公路学报,2021,34(5):86-98. (ZHAO QiuHong, XU Mengfan, DONG Shuo. Dynamic response analysis of deep-water piers under coupled earthquake-wave action considering phase difference[J]. China Journal of Highway and Transport,2021,34(5):86-98. (in Chinese))
- [17] YANG Zhaohui, ELGAMAL A. Influence of permeability on liquefaction-induced shear deformation[J]. Engineering Mechanics, 2002,128:720-729.
- [18] ELGAMAL A, YANG Zhaohui, PARRA E, et al. Modeling of cyclic mobility in saturated cohesionless soils[J]. International Journal of Plasticity,2003,19(6):883-905.
- [19] YANG Zhaohui, ELGAMAL A, PARRA E. Computational model for cyclic mobility and associated shear deformation[J]. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,2003,129(12):1119-1127.
- [20] 周林禄,苏雷,邱志坚,等. 基于 OpenSees 的砂土本构模型对比研究[J]. 地震工程学报,2022,44(1):128-135. (ZHOU Linlu, SU Lei, QIU Zhijian, et al. Comparison of four constitutive models for sand based on OpenSees[J]. China Earthquake Engineering Journal,2022,44(1):128-135. (in Chinese))
- [21] LU Jinch. Parallel finite element modeling of earthquake ground response and liquefaction[D]. San Diego: University of California, San Diego,2006.
- [22] 王树青,梁丙臣. 海洋工程波浪力学[M]. 青岛:中国海洋大学出版社,2013.
- [23] 李帅帅. 波浪荷载作用下 30 万吨原油码头墩动力响应分析研究[D]. 大连:大连理工大学,2017.
- [24] 张琦,梁丙臣,邵珠晓. 基于 Copula 函数的黄海波高周期联合统计分析[J]. 河海大学学报(自然科学版),2023,51(4):108-114. (ZHANG Qi, LIANG Bingchen, SHAO Zhuxiao. Joint statistical analysis of wave height and wave period of Yellow Sea based on Copula function[J]. Journal of Hohai University(Natural Sciences),2023,51(4):108-114. (in Chinese))
- [25] 柳玉良,杨洪旗,王爱群,等. 圆形沉箱防波堤波压力的试验分析[J]. 海岸工程,2004,23(4):8-16. (LIU Yuliang, YANG Hongqi, WANG Aiqun, et al. Test and analysis of wave pressure on circular caisson breakwater[J]. Coastal Engineering,2002,23(4):8-16. (in Chinese))
- [26] SU Lei, LU Jinch, ELGAMAL A, et al. Seismic performance of a pile-supported wharf: three-dimensional finite element simulation[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering,2017,95:167-179.
- [27] 钱向东,李晨,沈人杰. 广义阻尼模型及其在混凝土重力坝地震响应分析中的应用[J]. 河海大学学报(自然科学版),2022,50(4):98-104. (QIAN Xiangdong, LI Chen, SHEN Renjie. A generalized damping model and its application in seismic response analysis of concrete gravity dam[J]. Journal of Hohai University (Natural Sciences), 2022, 50(4):98-104. (in Chinese))

(收稿日期:2024-04-18 编辑:熊水斌)

(上接第 87 页)

- [21] WANG W, ZHU Q Z, NI T, et al. Numerical simulation of interfacial and subinterfacial crack propagation by using extended peridynamics[J]. Computers & Structures, 2023, 279: 106971.
- [22] LI W J, ZHU Q Z. An innovative quasi-bond approach to bridge continuity, anisotropic damage and macroscopic fracture of solids and structures[J]. International Journal of Plasticity, 2024,172: 103829.
- [23] ZHOU Z Y, YU M, WANG X F, et al. Peridynamic study on fracture mode and crack propagation path of a plate with multiple cracks subjected to uniaxial tension[J]. CMES-Computer Modeling in Engineering & Sciences, 2023, 137(12):2593-2620.
- [24] NI T, ZACCARIOTTOM, ZHU Q Z, et al. Static solution of crack propagation problems in peridynamics[J]. Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, 2019, 346(APR. 1):126-151.
- [25] SANTILLÁN D, MOSQUERA J C, CUETO-FELGUEROSO L. Phase-field model for brittle fracture. Validation with experimental results and extension to dam engineering problems[J]. Engineering Fracture Mechanics, 2017, 178: 109-125.

(收稿日期:2024-09-18 编辑:刘晓艳)