



美国《码头抗震设计标准》要点分析

李荣庆, 吴 澎

(中交水运规划设计院有限公司, 北京 100007)

摘要: 介绍了美国土木工程协会 ASCE/COPRI 61-14《码头抗震设计标准》的设计要点。该标准主要具有以下特点:

1) 根据码头对地区经济的重要性和震后修复的必要性, 规定了高、中、低 3 种设计分类; 2) 采用了运营水平、偶遇水平和设计地震 3 个地震水平的抗震设计方法; 3) 除了基于力的设计方法外, 还规定了基于位移的设计方法; 4) 引入了“能力保护”的思想, 以减少地震对码头结构的破坏。结合国内外抗震设计规范现状, 提出了对我国水运工程抗震设计发展的建议。

关键词: 高桩码头; 抗震; 基于位移的设计

中图分类号: U 656.1⁺13

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2016)05-0039-06

Key points of Seismic Design of Piers and Wharves

LI Rong-qing, WU Peng

(CCCC Water Transportation Consultants Co., Ltd., Beijing 100007, China)

Abstract: Key points about ASCE standard *Seismic Design of Piers and Wharves*(ASCE/COPRI 61-14) are expounded. This standard has the following characteristics: 1) The design classifications of the high, moderate and low are prescribed according to the importance of piers or wharves to the regional economy and the necessity of post earthquake recovery; 2) The operation level, contingency level and design earthquake are used for the seismic design; 3) In addition to the force-based design method, it also provides a displacement-based design method; 4) The capacity protection idea is introduced to reduce the damage to the piers or wharves during the earthquake. The advices for developing the seismic design methods of port in China are put forward based on the current domestic and foreign codes.

Keywords: pile-supported piers and wharves; seismic design; displacement-based design

2014 年以前, 美国关于码头抗震设计的标准多是地区性^[1-3]的, 缺乏全国性的设计标准。美国土木工程师学会虽然于 1998 年发表了《港口抗震指南》^[4], 但内容多是对已有建筑抗震设计方法的总结和论述, 缺乏针对码头的设计指导。ASCE/COPRI 61-14《码头抗震设计标准》^[5]是美国土木工程协会于 2014 年发布的第一本全国性的码头抗震设计标准, 规定了高桩码头抗震设计的最低要求,

适用于采用混凝土桩或钢桩的新建高桩码头。为使我国设计人员了解和进一步掌握美国的码头抗震设计方法, 借鉴国外先进的抗震设计理念和方法, 促进我国水运工程抗震设计规范的发展, 本文选取《码头抗震设计》的部分重点内容进行介绍分析, 主要包括抗震性能要求、设计方法、基于力的设计和基于位移的设计方法, 最后提出对我国水运工程抗震设计规范的发展建议。

收稿日期: 2015-11-20

作者简介: 李荣庆 (1982—), 男, 博士, 高级工程师, 从事结构设计理论与方法研究。

1 抗震性能要求

1.1 设计分类

设计前应由具有权限的部门制定设计分类, 业主可以指定更严格的设计分类。设计分类包括以下3种: 1) 高。对地区经济或震后恢复重要的结构, 需要比“保护生命”更高的抗震性能水准。2) 中。对地区经济较重要, 震后恢复不重要, 但需要比“保护生命”更高的抗震性能水准。3) 低。以上两种以外的分类。

1.2 性能水准

每种设计分类的最低性能水准见表1。每一性

能水准所需的结构响应如下:

1) 保护生命安全。地震后, 结构能够继续承受重力荷载; 破坏后不会阻碍出口; 不会发生引起公共问题的材料流失。

2) 可控、可修的破坏。结构在易于修复的部位经历非弹性变形后, 达到可控的延性状态; 所需修理造成停运不超过几个月; 不会发生引起公共问题的材料流失。

3) 轻微破坏。结构没有发生或仅发生较小的残余变形, 接近弹性状态; 不造成停运; 不会发生引起公共问题的材料流失。

表1 最低地震灾害和性能要求

设计分类	运营水平地震(OLE)		偶遇水平地震(CLE)		设计地震(DE)	
	地震动超越概率	性能水准	地震动超越概率	性能水准	地震危险水平	性能水准
高	50 a 内 50%(重现期 72 a)	轻微破坏	50 a 内 10%(重现期 475 a)	可控制、可维修的破坏	按 ASCE7(2005)确定的设计地震	保护生命安全
中			50 a 内 20%(重现期 224 a)	可控制、可维修的破坏	按 ASCE7(2005)确定的设计地震	保护生命安全
低					按 ASCE7(2005)确定的设计地震	保护生命安全

2 设计方法

2.1 设计方法选取

所有的设计分类都可采用基于位移的设计方法; 当设计分类为低、短周期所对应的设计谱加速度 $S_{DS} < 0.33$, 取反应修正系数 $R=1$, 主要结构构件能力超过弹性地震力3种情况以及设备和管道基础, 可采用基于力的设计方法:

$$S_{DS} = 2F_a S_s / 3 \tag{1}$$

式中: S_s 是周期 0.2 s 处 B 类土重现期 2 500 a 的设防加速度值; 系数 F_a 是由土类别和 S_s 共同决定的场地影响系数; 根据结构体系选取反应修正系数 R , 其意义相当于我国规范中的综合影响系数 C , 是对按弹性设计谱计算的弹性力进行的折减。

2.2 作用组合

1) 地震作用与其它作用的组合为:

$$\text{作用组合} = (1.0 \pm 0.5PGA)D + 0.1L + 1.0H + 1.0E \tag{2}$$

式中: D 为永久荷载, 包括永久性的固定设备和结构以及其他出现时间大于 50% 的荷载; L 为均布活

荷载; H 为土压力; E 为水平地震力; PGA 为最大地面加速度。

2) 正交加载和扭转效应。

两个正交方向同时发生的地震作用可按式(3)和式(4)分别计算, 取较大值:

$$E = \pm 1.0E_{h1} \pm 0.3E_{h2} \tag{3}$$

$$E = \pm 0.3E_{h1} \pm 1.0E_{h2} \tag{4}$$

式中: E_{h1} 、 E_{h2} 分别为两个正交方向的地震作用。

当不采用以上公式计算时, 可采用动力放大系数来考虑正交加载和扭转效应。对于长比宽大于 3 的高桩码头, 可采用式(5):

$$\Delta_d = \Delta_t \sqrt{1 + [0.3(1 + 20e/L_i)]^2} \tag{5}$$

式中: Δ_d 为总位移需求; Δ_t 为横向位移需求; e 为质心与刚度中心之间的偏心距; L_i 为码头的分段长度。

2.3 应变限值

采用弯矩-曲率方法计算不同性能水准下的最大塑性铰区应变, 并与本节的应变限值进行比较。表 2~4 分别为不同性能水准下的材料应变限值。

表 2 轻微破坏性能水准下的应变限值

桩型	材料	塑性铰位置		
		桩顶	地基内	地基较深处(>10D _p)
混凝土实心桩	混凝土	$\epsilon_c \leq 0.005$	$\epsilon_c \leq 0.005$	$\epsilon_c \leq 0.008$
	钢筋	$\epsilon_s \leq 0.015$		
	预应力钢筋		$\epsilon_p \leq 0.015$	$\epsilon_p \leq 0.015$
混凝土空心桩	混凝土	$\epsilon_c \leq 0.004$	$\epsilon_c \leq 0.004$	$\epsilon_c \leq 0.004$
	钢筋	$\epsilon_s \leq 0.015$		
	预应力钢筋		$\epsilon_p \leq 0.015$	$\epsilon_p \leq 0.015$
钢管桩	钢管		$\epsilon_s \leq 0.010$	$\epsilon_s \leq 0.010$
	混凝土	$\epsilon_c \leq 0.010$		
	钢筋	$\epsilon_s \leq 0.015$		

注: 填充了混凝土的空心混凝土桩, 应变限值与实心混凝土桩相同。D_p 为桩直径; ϵ_c 为混凝土压应变; ϵ_s 为钢筋拉应变; ϵ_{smd} 为连接钢筋最大应力时的应变; ϵ_p 为预应力钢筋总拉应变; ρ_s 为约束钢筋的有效体积配筋率。

表 3 可控制和可修的破坏性能水准下的应变限值

桩型	材料	塑性铰位置		
		桩顶	地基内	地基较深处(>10D _p)
混凝土实心桩	混凝土	$\epsilon_c \leq 0.005 + 1.1\rho_s \leq 0.025$	$\epsilon_c \leq 0.005 + 1.1\rho_s \leq 0.008$	$\epsilon_c \leq 0.012$
	钢筋	$\epsilon_s \leq 0.6\epsilon_{smd} \leq 0.06$		
	预应力钢筋		$\epsilon_p \leq 0.025$	$\epsilon_p \leq 0.025$
混凝土空心桩	混凝土	$\epsilon_c \leq 0.006$	$\epsilon_c \leq 0.006$	$\epsilon_c \leq 0.006$
	钢筋	$\epsilon_s \leq 0.4\epsilon_{smd} \leq 0.04$		
	预应力钢筋		$\epsilon_p \leq 0.020$	$\epsilon_p \leq 0.025$
钢管桩	钢管		$\epsilon_s \leq 0.025$	$\epsilon_s \leq 0.035$
	混凝土	$\epsilon_c \leq 0.025$		
	钢筋	$\epsilon_s \leq 0.6\epsilon_{smd} \leq 0.06$		

注: 填充了混凝土的空心混凝土桩, 应变限值与实心混凝土桩相同。填充了混凝土的钢管桩, 应变限值取 0.035。

表 4 保护生命安全性能水准下的应变限值

桩型	材料	塑性铰位置		
		桩顶	地基内	地基较深处(>10D _p)
混凝土实心桩	混凝土	无限制	$\epsilon_c \leq 0.005 + 1.1\rho_s \leq 0.012$	无限制
	钢筋	$\epsilon_s \leq 0.8\epsilon_{smd} \leq 0.08$		
	预应力钢筋		$\epsilon_p \leq 0.035$	$\epsilon_p \leq 0.050$
混凝土空心桩	混凝土	$\epsilon_c \leq 0.008$	$\epsilon_c \leq 0.008$	$\epsilon_c \leq 0.008$
	钢筋	$\epsilon_s \leq 0.6\epsilon_{smd} \leq 0.06$		
	预应力钢筋		$\epsilon_p \leq 0.025$	$\epsilon_p \leq 0.050$
钢管桩	钢管		$\epsilon_s \leq 0.035$	$\epsilon_s \leq 0.050$
	混凝土	无限制		
	钢筋	$\epsilon_s \leq 0.8\epsilon_{smd} \leq 0.08$		

注: 填充了混凝土的空心混凝土桩, 应变限值与实心混凝土桩相同。填充了混凝土的钢管桩, 应变限值取 0.05。

3 基于力的设计

3.1 需求分析

可采用等效侧向力法和振型分解反应谱法。采用等效侧向力法时, 按照 ASCE7(2005)^[6] 确定基底剪力:

$$V = C_s W \quad (6)$$

式中: V 为基底剪力; W 为结构总重, 包括恒载和部分活载; C_s 为地震响应系数, 按 ASCE7 规定计算, 但计算时用到的设计系数按表 5 选用。分析得出的构件需求不应超过构件能力。

当采用振型分解反应谱分析时, R 和 C_d 根据表 5 取值, 其余应满足 ASCE7 的有关要求。

表5 不同构件的设计系数

构件	R	C _d
预应力混凝土实心桩	2	2
钢管桩	2	2
不满足本标准要求连接	1	1
斜桩	1	1
其他经过试验的连接	通过试验或有限元模拟确定,但必须由有关部门批准	通过试验或有限元模拟确定,但必须由有关部门批准

3.2 能力分析

1) 抗剪强度。对于混凝土桩,其抗剪强度按ACI318(2008)^[7]确定。对于钢管桩,其抗剪强度按ANSI/AISC(2010)^[8]确定。

2) 预应力混凝土桩的约束。在桩的延性区域,体积配箍率不应小于式(7)和式(8)计算的较大值:

$$\rho_s = 0.25 \left(\frac{A_g}{A_{ch}} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \left(0.5 + 1.4 \cdot \frac{P}{f'_c A_g} \right) \quad (7)$$

$$\rho_s = 0.12 \cdot \frac{f'_c}{f_{yh}} \left(0.5 + 1.4 \cdot \frac{P}{f'_c A_g} \right) \quad (8)$$

式中: A_g 为桩的毛截面面积; A_{ch} 为约束核心混凝土面积; f'_c 为混凝土28d抗压强度; f_{yh} 为箍筋的名义屈服强度; P 为桩的轴向荷载; $\rho_s \leq 0.02$, 另外,所有桩的全长范围内, $\rho_s \geq 0.005$ 。

3) 超强度剪力。抗剪设计应考虑桩板连接处的超强度剪力。超强弯矩需求 M_0 应采用材料强度期望值通过弯矩曲率分析确定。如果没有进行详细的非弹性桩-土相互作用分析,超强度剪力可以按下式计算:

$$V_{po} = \frac{M_{0,top} + M_{0,bot}}{L} \quad (9)$$

式中: $M_{0,top}$ 为连接的超强弯矩; $M_{0,bot}$ 为地基内塑性铰的超强弯矩; L 为塑性铰间距,取板底至地基内塑性铰中心的距离。

4) 板的能力保护。所有的桩板连接,应该设计为强板弱桩连接。应将板设计为能力保护构件,并且通过细部设计使板抵抗设计塑性铰。

4 基于位移的设计

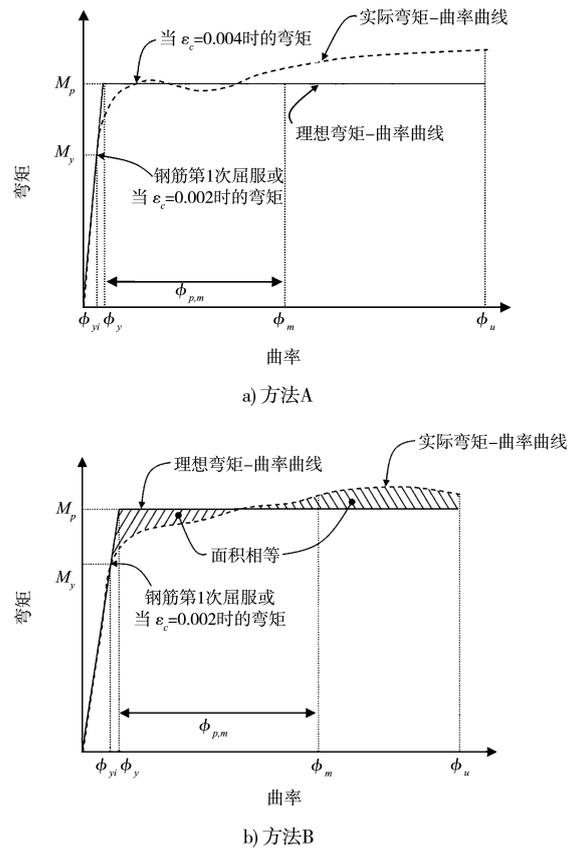
4.1 应力-应变曲线

确定结构构件变形能力时,采用合适的材料

应力-应变曲线非常重要。规范中针对混凝土、钢筋、预应力钢筋和钢材分别给出了建议的应力-应变曲线,并建议在非线性结构分析中,材料强度取平均值。

4.2 结构建模

1) 截面特性。对于非线性荷载与位移的关系,采用弯矩-曲率分析确定。桩的塑性受弯承载力矩 M_p 应根据材料期望特性值通过弯矩-曲率分析得出。为方便计算,按图1所示方法将弯矩-曲率曲线进行简化。



注: M_y 为首次屈服时的弯矩; ϕ_{y1} 为首次屈服时的曲率(第1根钢筋屈服或 $\epsilon_c = 0.002$); ϕ_y 为理想屈服曲率; ϕ_m 为不同地震水平下,达到应变限值时的曲率; ϕ_u 为截面极限曲率。

图1 弯矩-曲率曲线及简化

2) 塑性转角。塑性转角可根据弯矩曲率分析按下式计算:

$$\theta_{p,m} = L_p \phi_{p,m} = L_p (\phi_m - \phi_y) \quad (10)$$

式中: L_p 为塑性铰长度; $\theta_{p,m}$ 为不同地震水平下达到应变限值时的塑性转角; $\phi_{p,m}$ 为不同地震水平下应变达到限值时的塑性曲率。

3) 塑性铰长度。非线性静力 Pushover 分析中, 应确定塑性铰长度以将弯矩-曲率关系转换为力-位移或弯矩-转角关系。对于地基中的预应力混凝土桩和钢管桩, 其塑性铰长度 L_p 可取 $2D$ (D 为桩直径); 对于桩板连接的塑性铰长度, 按表 6 计算。

表 6 桩板连接塑性铰长度

连接类型 (预应力钢筋混凝土桩)	板处 L_p	连接类型 (钢管桩)	板处 L_p
现浇混凝土连接	$0.15f_{yc}d_b \leq L_p \leq 0.30f_{yc}d_b$	嵌入式桩	$0.5D$
延伸预应力筋	$0.2f_{pvc}d_{st}$	混凝土塞	$0.3f_{yc}d_b$
嵌入式桩	$0.5D$	分离式壳	$0.3f_{yc}d_b + g$
连接件连接	$0.25f_{yc}d_b$	焊接式嵌入	$0.5D$
中空连接件连接	$0.2f_{yc}d_b$	焊接件	
外部约束	$0.3f_{yc}d_b$	其他连接	板处 L_p
分离式界面	$0.25f_{yc}d_b$	铰接	
		斜桩	满足特定要求

注: 材料强度单位为 kip/in^2 ($1 \text{ kip/in}^2 = 6.895 \text{ MPa}$); 尺寸单位为 in ($1 \text{ in} = 25.4 \text{ mm}$)。

4.3 能力分析

可采用非线性静力分析或非线性时程分析方法进行能力分析。

4.4 需求分析

可采用以下方法计算某一性能水准下的位移需求。

1) 振型分解反应谱分析。

当采用振型分解反应谱分析时, 分析中包含的振型数, 应能使结构在主要运动方向获得 90% 的质量, 采用完全平方根组合法进行振型组合。如果位移需求超过结构或土的首次屈服点, 则应进行非线性静力分析、非线性时程分析, 侧向刚度采用有效割线刚度。

2) 非线性静力分析。

采用非线性静力分析时, 结构周期按下式计算:

$$T_n = 2\pi \sqrt{\frac{m}{K_{eff,n}}} \quad (11)$$

式中: m 为结构质量; $K_{eff,n}$ 为第 n 步迭代时的有效割线模量。

目标需求位移按下式计算:

$$\Delta_{d,n} = S_{A,n} \frac{T_n^2}{4\pi^2} \quad (12)$$

式中: $S_{A,n}$ 为周期 T_n 对应的谱响应加速度。

体系有效阻尼按下式计算:

$$\xi_{eff,n} = 0.05 + \frac{1}{\pi} \left(1 - \frac{1-r}{\sqrt{\mu_n}} - r\sqrt{\mu_n} \right) \quad (13)$$

式中: $\xi_{eff,n}$ 为第 n 步时的有效阻尼; r 为第 2 斜率与初始斜率的比值; μ_n 为第 n 步时体系位移延性需求, $\mu_n = \frac{\Delta_{d,n}}{\Delta_{ye}}$, $\Delta_{d,n}$ 和 Δ_{ye} 见图 2。

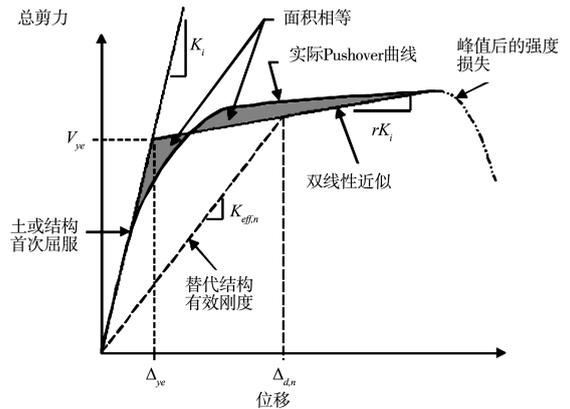


图 2 Pushover 分析时的有效刚度

3) 非线性时程分析

若采用非线性时程分析, 至少应选取 3 组时程。分析结果按以下原则确定, 如果采用 3 组时程, 应取其包络值; 如果采用 7 组或更多的时程, 应取其平均值。应将时程分析法求出的位移需求与非线性静力需求分析得出的位移进行比较, 以确保结果合理。可采用非线性时程分析得出的位移, 但不应小于振型分解反应谱法所得位移的 2/3。

4.5 能力保护设计

对于能力保护构件和作用效应确定, 如桩的剪力、梁和板的剪力和弯矩, 应按屈服构件塑性强度的 1.25 倍确定:

$$M_0 = 1.25M_p \quad (14)$$

$$V_0 = 1.25V_p \quad (15)$$

式中: M_0 为桩的超强受弯承载力; V_0 为桩的超强剪力需求; M_p 为桩的理想塑性受弯承载力; V_p 为桩的塑性剪力, 可通过桩塑性弯矩或取上下界 Pushover 分析得到的最大剪力。

所有的桩板连接应设计为强板弱桩, 桩的抗剪强度应基于材料强度名义值, 并考虑抗剪强度折减系数, 应将非线性静力分析得出的超强剪力作为设计剪力。

5 结语

5.1 美国《高桩码头抗震设计》的特点

1) 根据码头对地区经济的重要性和震后码头修复的必要性,规定了高、中、低3种设计分类,由具有权限的部门制定或由业主指定。

2) 采用了运营水平、偶遇水平和设计地震3个地震水平的抗震设计方法,每一水平的地震动参数以50 a内的超越概率或重现期表达。对应的3个性能水准分别为轻微破坏、可控制可维修的破坏和保护生命安全,每一性能水准对应不同的结构响应。

3) 除了基于力的设计方法外,还规定了基于位移的设计方法,主要根据设计分类选取。

4) 引入了“能力保护”的思想,不管是基于力的设计,还是基于位移的设计,都应保证强剪弱弯、强板弱桩,最大程度减少地震对码头结构的破坏,降低地震带来的损失。

5.2 对我国《水运工程抗震设计规范》的建议

除美国外,日本^[9]和国际航运协会^[10]的有关抗震设计标准也采用了基于性能的设计方法。我国有关行业的抗震设计规范体现了性能设计的理念,如GB 50011—2010《建筑抗震设计规范》^[11]和GB 50191—2012《构筑物抗震设计规范》^[12]均采用了3个水准的抗震设计方法,其中前者还引入了基于性能的抗震设计方法;JTG/T B02-01—2008《公路桥梁抗震设计细则》^[13]和CJJ 166—2011《城市桥梁抗震设计规范》^[14]采用了两个水准的抗震设计方法。

在水运行业,我国仅对液化天然气码头和储罐区护岸规定按操作基准地震和安全停运地震两个水准进行抗震验算^[15],其他水工建筑物仍按单一水准进行抗震验算^[16],抗震设计方法仍采用基于力的设计。这种设计方法是保证结构具有抵抗设计地震作用的能力,但超过设计地震作用时,无法提供结构抗震性能的有关信息。如果在强烈的罕遇地震地面运动下,仍满足承载力要求,则建设或改建成本可能会很高。国内学者针对高桩码头基于位移的抗震设计方法已开展了有关研究,认为基于位移的抗震设计可以很好地实现多地震水准、多设防目标的抗

震设计思想^[17-19]。综合国内外研究现状,采用以多水准为基础的抗震设计方法是合理的,它规定不同地震水准下的破坏准则,包括承载力和位移要求,通过设计使结构在不同的地震水准下保持相应的性能水准,达到相应的抗震性能设计目标。结合我国水运工程抗震设计规范现状,为实现多水准的抗震设计方法,尚有以下工作需要深入研究:1) 抗震设防水准的确定;2) 抗震设防分类的确定;3) 结构性能水准和性能目标的确定;4) 结构破坏准则的确定;5) 基于位移的设计方法。

参考文献:

- [1] California Building Code. Marine Oil Terminals[S]. 2007.
- [2] Port of Los Angeles. Code for Seismic Design, Upgrade and Repair of Container Wharves[S]. 2010.
- [3] Port of Long Beach Wharf Design Criteria(Version 3.0)[S]. 2012.
- [4] Seismic Guidelines for Ports[S]. 1998.
- [5] ASCE/COPRI 61-14 Seismic Design of Piers and Wharves[S].
- [6] ASCE7/SEI7-05 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures[S].
- [7] ACI318-08 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary[S].
- [8] ANSI/AISC 360-10 Specification for Structural Steel Buildings[S].
- [9] 国土交通省港湾局監修. 港湾の施設の技術上の基準. 同解説[S]. 平成19年7月.
- [10] PIANC. Seismic design guidelines for port structures[M]. Netherlands: Balkema Publishers, 2001.
- [11] GB 50011—2010 建筑抗震设计规范[S].
- [12] GB 50191—2012 构筑物抗震设计规范[S].
- [13] JTG/T B02-01—2008 公路桥梁抗震设计细则[S].
- [14] CJJ 166—2011 城市桥梁抗震设计规范[S].
- [15] JTS 165-5—2009 液化天然气码头设计规范[S].
- [16] JTS 146—2012 水运工程抗震设计规范[S].
- [17] 高树飞, 贡金鑫. 基于位移的高桩码头抗震设计方法[J]. 水运工程, 2014(10): 39-46.
- [18] 高树飞, 贡金鑫. 基于 Winkler 地基梁模型的高桩码头非线性时程分析[J]. 中国港湾建设, 2015(3): 14-20.
- [19] 高树飞, 贡金鑫, 冯云芬. 高桩码头 Pushover 分析影响因素研究[J]. 水利水电工程学报, 2015(10): 1-14.