



美标抗震设计中钢管桩与上部结构连接的探讨

郭士勇, 李声文

(中交第四航务工程勘察设计院有限公司, 广东 广州 510230)

摘要: 桩基与上部结构的连接形式一直是高桩码头设计中的重要一环。尤其是在码头抗震设计中, 合理的桩与上部结构连接形式不仅能确保桩基与上部结构间力的有效传递, 而且还能充分发挥结构位移能力, 并对上部结构形成能力保护。我国桩基规范虽然对钢管桩与上部结构连接形式做了相关要求, 但却没有提及具体的计算方法及地震作用下的设计要求。探讨美标抗震设计中几种钢管桩与上部结构连接形式。

关键词: 抗震设计; 钢管桩; 上部结构连接

中图分类号: U 652.7

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2016)11-0077-06

Steel pipe pile connection to superstructure in American seismic design standard

GUO Shi-yong, LI Sheng-wen

(CCCC-FHDI Engineering Co., Ltd., Guangzhou 510230, China)

Abstract: The reasonable pile connection to superstructure ensures especially in the seismic design of the wharf not only force transmission effectively between the pile and superstructure, but also exertion of structure displacement capacity which forms protection of superstructure. Although the Chinese standard about pile foundation lists the relevant requirements of steel pipe pile connection to superstructure, but it doesn't mention specific calculation methods and design requirements under the seismic load. In this essay, several steel pipe pile connections to superstructure in seismic design are discussed.

Keywords: seismic design; steel pipe pile; connection to superstructure

高桩码头以其结构轻便、对软弱地基良好的适应性在高震地区得到广泛应用。其桩基与上部结构的连接形式对地震力的有效传递及结构位移能力的发挥尤为重要。目前, 我国的水运工程抗震设计规范^[1]、桩基规范^[2]对于高桩码头抗震计算、桩与上部结构连接还局限于基于力的方法; 而国外的一些标准, ASCE/COPRI^[3]、PIANC^[4]等都已经明确了基于位移的结构性能分析。本文将探讨美标抗震设计中几种钢管桩与上部结构的连接形式进行探讨, 为其他国内外高震区工程设计提供相关参考。

1 理论背景

ASCE/COPRI 规定 3 个抗震性能设计等级: 最小破坏、控制可修、生命安全, 对应地震动水准 OLE、CLE、DE, 并给出相应截面材料塑性应变限值, 钢管桩连接部分见表 1。基于位移的设计方法利用该应变限值来求得结构位移能力并与地震水准下需求位移进行比较从而评判结构设计。“强梁弱桩”理念在 ASCE/COPRI、PIANC 中已得到了共识, 即: 所有塑性铰行为只发生在桩基及其连接节点部位, 上部梁板应被作为“能力保护”单元。截面塑性行为可基于截面的 $M-\phi$ 分析得

收稿日期: 2016-04-04

作者简介: 郭士勇 (1985—), 男, 硕士, 工程师, 从事港口及航道设计工作。

到，并应用到结构非线性分析中去。对于钢管桩，ASCE/COPRI 推荐了 5 种常见的连接形式，见图 1。其中，预埋桩、预埋钢板及焊接钢筋连接为刚性

连接，塑性铰发生在节点下方钢管桩体。混凝土桩芯及分离壳连接为部分刚性连接，塑性铰可发生在桩体也可发生在节点区。

表 1 钢管桩桩顶最大塑性应变限值

部位	OLE			CLE			DE			M-φ 分析
	混凝土应变 ϵ_c	钢筋应变 ϵ_s	钢桩应变 ϵ_{sp}	混凝土应变 ϵ_c	钢筋应变 ϵ_s	钢桩应变 ϵ_{sp}	混凝土应变 ϵ_c	钢筋应变 ϵ_s	钢桩应变 ϵ_{sp}	
预埋桩			0.010			0.025			0.035	方法 B
预埋钢板			0.010			0.025			0.035	方法 B
焊接钢筋			无屈服			无屈服			无屈服	
混凝土桩芯	0.01	0.015		0.025	0.06 及 $0.6\epsilon_{smd}$		不限制	0.08 及 $0.8\epsilon_{smd}$		方法 B
分离壳	0.01	0.015		0.025	0.06 及 $0.6\epsilon_{smd}$		不限制	0.08 及 $0.8\epsilon_{smd}$		方法 B

注： ϵ_{smd} 为钢筋极限应变。

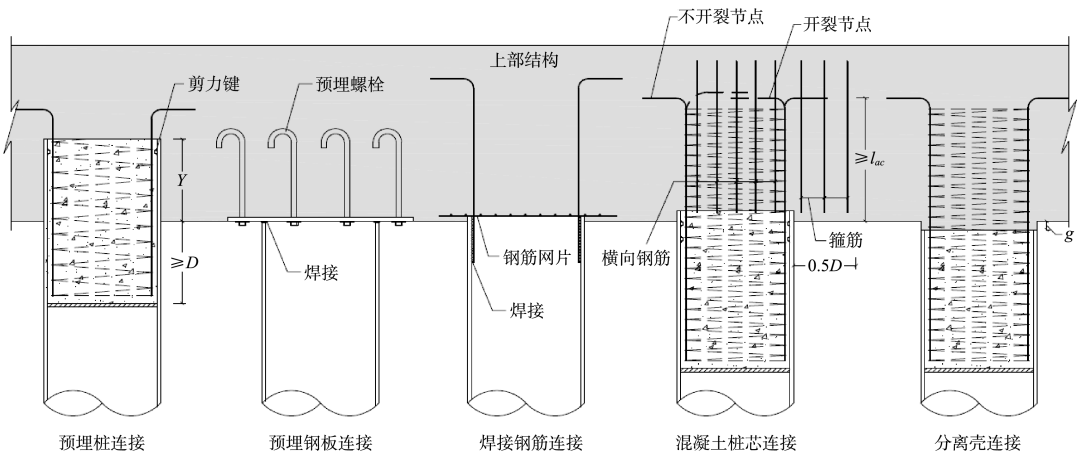


图 1 钢管桩与上部连接形式

2 设计要点

2.1 预埋桩连接

对于该种刚性连接，为防止钢管桩周围混凝土发生压碎，Stephens 等^[5]通过试验给出了最小预埋桩长的计算公式(1)，我国桩基规范认为其值不应小于 1 倍桩径：

$$Y = \sqrt{\frac{4 M_{po}}{f_c \alpha D}} \quad (1)$$

式中： Y 为钢管桩伸入上部结构中的长度(m)； D 为钢管桩外径(mm)； f_c 为混凝土的抗压强度设计值(MPa)； α 为系数，当 $f_c \leq 28$ MPa 时为 0.72， f_c 每增加 7 MPa 其值减小 0.04，但不得小于 0.56； M_{po} 为钢管桩塑性弯矩 M_p 的 1.3 倍(kN·m)。

为避免节点处钢管桩发生屈曲破坏，钢桩中应浇筑混凝土桩芯，ASCE/COPRI 规定其在结构

下方的长度不应小于 1 倍桩径。在轴压作用下，上部结构厚度应能满足冲切要求，可按 ACI 318 校核。

对于钢管桩发生拉出破坏，ASCE/COPRI 中并没有作出规定。一般认为，可在钢桩顶部焊接剪力键，剪力键与混凝土桩芯的允许轴向传递应力可参考 API^[6]中的方法，见式(2)，单个剪力键及其焊缝设计能力可按式(3)复核：

$$f_{ba} = 0.184 + 0.67 f_{cu} \cdot \frac{h}{s} \quad \left(\frac{h}{s} \leq 0.1 \right) \quad (2)$$

$$F_w = 2.5 \pi h D_o f_{cu} \quad (3)$$

式中： f_{ba} 为桩内壁允许轴向传递应力(MPa)； F_w 为剪力键及其焊缝设计能力(N)； h 为剪力键高度(mm)； s 为剪力键间距(mm)； f_{cu} 为混凝土立方体抗压强度(MPa)； D_o 为钢管桩内径(mm)。

2.2 预埋钢板连接

Steunenber 等^[7]通过试验对该连接进行研究, 表明锚固螺栓仅发生轻微的剥离, 可认为是刚性连接。预埋钢板应满足钢管桩传递的轴向荷载及弯矩荷载 M_{po} 。美标中没有给出预埋钢板尺度的计算方法, 可采用有限元对其进行分析, 根据第 3 或第 4 强度理论进行校核。另外, 预埋钢板尺度还应考虑打桩偏位的影响, ASCE/COPRI 中建议偏位值小于 3 in (76.2 mm)。

预埋钢板与钢桩间应采用满焊对接焊缝, 该焊缝强度由基材决定。一般认为, 钢管桩在地震时可能达到屈服强度, 填料金属应符合 AWS D1.8/D1.8M^[8]中的抗震要求, 屈服强度不小于 400 MPa, 防止发生脆性开裂。

锚定螺栓可按 ANSI/AISC^[9]规定复核其强度, 见式(4), 剪力设计值为塑性基底剪力(可由 Pushover 分析得到), 弯矩设计值为 M_{po} 。螺栓在上部结构中预埋深度、螺栓与上部结构边缘的距离应符合 ACI 318 中混凝土锚固件要求。

$$F'_m = 1.3F_{nt} - \frac{F_m}{\phi F_{mv}} \cdot f_{rv} \leq F_m \quad (4)$$

式中: F'_m 为考虑剪力修正后螺栓允许拉应力(MPa); F_m 为未修正螺栓允许拉应力(MPa); F_{mv} 为螺栓允许剪应力(MPa); f_{rv} 为螺栓需求剪应力(MPa); ϕ 为折减系数, 取为 0.75。

2.3 焊接钢筋连接

ASCE/COPRI 规定采用该种连接时, 为了保证焊缝不发生脆性破坏, 整个地震过程中节点应一直处于弹性阶段。钢筋焊缝可采用角焊缝, 当连接钢筋双面焊接时, 其焊缝强度可按式(5)计算, 最大荷载考虑钢筋 F_{ye} 的 1.25 倍:

$$\frac{1.25F_{ye}}{2\phi l_w h_e} \leq 0.6F_{EXX} \quad (5)$$

式中: F_{ye} 为钢筋名义平均屈服强度, 取为钢筋屈服强度的 1.1 倍(N); ϕ 为折减系数, 取为 0.75; l_w 为有效焊缝长度(mm); h_e 为有效焊缝高度(mm); F_{EXX} 为焊缝允许强度(MPa)。

钢管桩传递荷载在钢筋上产生的拉应力应小于钢筋的屈服强度, 钢筋预埋长度不得小于钢筋的锚固长度。钢管桩桩顶宜布置钢筋网片来防止混凝土局部压碎。

2.4 混凝土桩芯连接

Park 等^[10]通过试验表明, 该连接能够在地震中发挥极好的延展特性。为保证钢管桩与上部结构之间的结构强度, 节点钢筋最大主拉应力 p_t 应小于 $0.0025f_{ce}$, 最大主压应力 p_c 应小于 $0.996\sqrt{f_{ce}}$, 其中, f_{ce} 为混凝土平均抗压强度(MPa)。

当节点钢筋主拉应力 p_t 满足小于 $0.291\sqrt{f_{ce}}$ 时, 为不开裂节点, 反之为开裂节点。不开裂节点混凝土桩芯纵向钢筋可向外弯折, 螺旋箍筋体积配筋率 ρ_s 应满足式(6), 钢筋伸入上部结构最小长度满足式(7)以及最小受拉锚固长度:

$$p_s \leq 0.0422 \frac{\sqrt{f_{ce}}}{f_{yh}} \quad (6)$$

$$l_{ac} = \frac{0.3d_b f_{ye}}{\sqrt{f_{ce}}} \quad (7)$$

式中: f_{yh} 为横向钢筋屈服强度(MPa); d_b 为纵向钢筋直径(mm); f_{ye} 为钢筋平均屈服强度(MPa); l_{ac} 为钢筋伸入上部结构最小长度(mm)。

对于开裂节点, 桩芯纵向钢筋体积配筋率应该在 1%~4% 且应向内弯折, 箍筋配筋率应满足式(8)。桩芯周围横向钢筋的配筋率应满足式(9), 桩两侧 0.5 倍桩径范围内需要设置额外的箍筋, 间距不得大于 12 in (304.8 mm), 总面积应大于桩芯纵向钢筋面积的 1/4。

$$\rho_s \geq \frac{0.4A_{st}}{l_a^2} \quad (8)$$

$$\rho_s \geq \frac{0.46A_{sc}}{D'l_a} \left[\frac{f_{ye}}{f_s} \right] \quad (9)$$

式中: f_s 为允许螺旋钢筋应力, 取为 0.0015 倍钢筋弹性模量(MPa); l_a 为纵向钢筋实际深入上部结构长度(mm); D' 为混凝土桩芯箍筋中心线直径(mm); A_{sc} 为混凝土桩芯周围横向钢筋总面积(mm²);

A_{st} 为混凝土桩芯纵向钢筋总面积 (mm^2)。

2.5 分离壳连接

该种连接形式与混凝土桩芯的连接形式相似,其各项设计细节可参考混凝土桩芯连接计算。但考虑到分离处混凝土截面能够有效传递地震荷载,其分离段长度 g 不宜过长, ASCE/COPRI 规定其不大于 $2 \text{ in} (50.8 \text{ mm})$ 且不小于 $0.5 \text{ in} (12.7 \text{ mm})$ 。另外, Park 等通过试验表明,混凝土桩芯连接截面理论塑性弯矩 M_p 会受钢桩对混凝土的约束作用及部分钢桩伸入结构的撬开作用影响,其值增加 20%左右。而分离壳连接仅会受到约束作用影响而增加 5%左右。

3 非线性特性

3.1 $M-\phi$ 分析

POLB^[11] 给出两种确定截面理想 $M-\phi$ 曲线方

法:方法 A 及方法 B,方法 B 适用于钢管桩及非预应力混凝土桩。分析截面 $M-\phi$ 时,其材料强度应为其平均强度,对于混凝土抗压强度、纵向钢筋及结构钢、箍筋的调整系数分别为 1.3、1.1、1.0,还应考虑箍筋的约束效应。预埋桩、预埋钢板为刚性连接,分析截面为钢管桩截面。混凝土桩芯、分离壳为部分刚性连接,考虑到应力穿透影响,其分析截面为混凝土截面。焊接钢筋连接节点不允许发生塑性变形,因此不需要进行 $M-\phi$ 分析。截面 $M-\phi$ 实际曲线可以通过纤维模型确定,其将截面离散成纤维,对各纤维应力-应变关系数值积分来计算截面内力。

本文采用有限元软件 SAP2000 对 6 种典型截面(钢筋混凝土截面 1、2、3 及钢管桩截面 4、5、6)利用纤维模型进行分析,见图 2、3,截面轴向力取为 0 kN,截面特性及分析结果见图 4 及表 2。

表 2 截面 $M-\phi$ 特性及分析结果

截面	混凝土	结构钢/钢筋	几何尺度/mm	ϕ_y/m^{-1}	ϕ_m/m^{-1}			ϕ_u/m^{-1}	M_p/kN
					OLE	CLE	DE		
1	5 000 psi (34.5 MPa)	A615 60 级 32 #9 螺旋箍筋#5@100	$D=1\ 067$	0.008 7	0.022	0.080	0.117	0.147	3 593
2	5 000 psi (34.5 MPa)	A615 60 级 32 #10 螺旋箍筋#5@100	$D=1\ 067$	0.008 4	0.021	0.072	0.130	0.154	4 426
3	5 000 psi (34.5 MPa)	A615 60 级 32 #11 螺旋箍筋#5@100	$D=1\ 067$	0.008 3	0.021	0.070	0.134	0.165	5 233
4		A572 50 级	$D=1\ 067\delta=16$	0.007 9	0.020	0.048	0.066	0.325	8 024
5		A572 50 级	$D=1\ 067\delta=18$	0.007 9	0.020	0.048	0.066	0.325	9 015
6		A572 50 级	$D=1\ 067\delta=20$	0.007 9	0.020	0.048	0.066	0.325	9 991

注: ϕ_y 、 ϕ_m 、 ϕ_u 为理想屈服曲率、极限应变曲率、截面极限曲率。

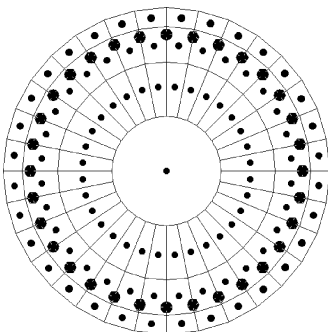
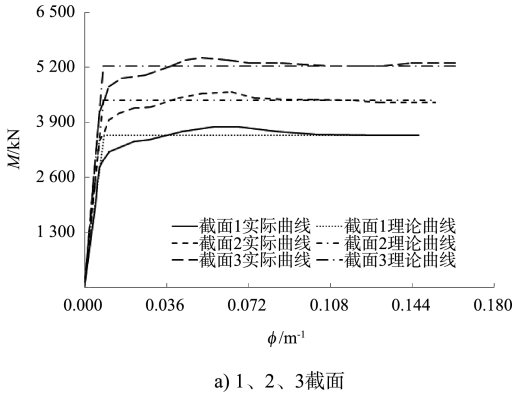


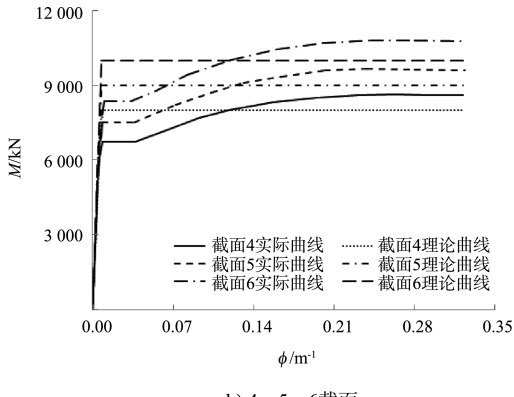
图 2 钢筋混凝土截面纤维布置



图 3 钢管桩截面纤维布置



a) 1、2、3截面



b) 4、5、6截面

图 4 M-phi 曲线

通过图 4 及表 2 可以看出, 混凝土截面的 ϕ_y 随纵向钢筋配筋率增大变化不大, 维持在 $0.0083 \sim 0.0087 \text{ m}^{-1}$, 而 ϕ_u 及理想塑性弯矩 M_p 有明显增加, 分别为 $0.147 \sim 0.165 \text{ m}^{-1}$ 、 $3593 \sim 5233 \text{ kN}$, 说明配筋量增多会增加截面延性及极限能力。对于钢管桩截面, ϕ_y 、 ϕ_m 、 ϕ_u 随壁厚增加并没有明显变化, 而理想塑性弯矩 M_p 有明显增加, 为 $8024 \sim 9991 \text{ kN}$, 说明壁厚对截面延性影响不大, 但对截面极限能力有所影响。

3.2 M-θ 曲线

截面 $M-\theta$ 曲线可由 $M-\phi$ 曲线及塑性铰长度得到, 其关系见式 (10), ASCE/COPRI 给出不同连接形式的塑性铰长度, 见表 3。本文针对截面 3、截面 5 计算了不同连接形式节点 $M-\theta$ 曲线, 同时, 还计算了混凝土桩芯连接在截面 1、2 及 3 的结果, 见表 3 及图 5。

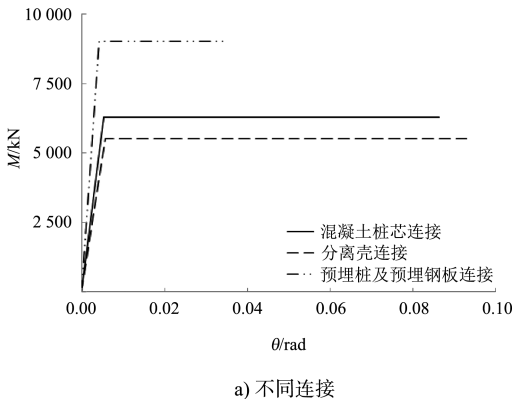
$$\theta_{p,m} = L_p(\phi_m - \phi_y) = \theta_m - \theta_y \quad (10)$$

式中: $\theta_{p,m}$ 为截面的塑性转角 (rad); θ_y 为理想屈服转角 (rad); θ_m 为截面极限转角 (rad)。

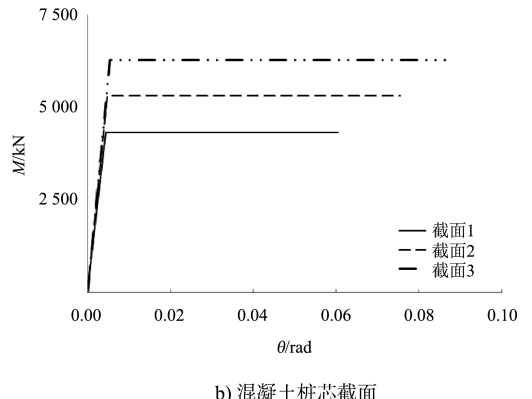
表 3 不同连接形式 M-θ 分析结果

连接形式	塑性铰长度	截面	θ_y/rad	ϕ_m/m^{-1}			M_p/kN
				OLE	CLE	DE	
预埋桩/预埋钢板	0.5D	截面 5	0.0042	0.010	0.026	0.035	9015
		截面 1	0.0045	0.011	0.041	0.06	4312
混凝土桩芯	$0.30F_{ye}d_b$	截面 2	0.0049	0.012	0.042	0.075	5311
		截面 3	0.0053	0.014	0.045	0.086	6280
分离壳	$0.30F_{ye}d_b + g$	截面 3	0.0058	0.017	0.049	0.093	5495

注: M_p 在混凝土桩芯及分离壳连接中分别考虑增加 20%、5%。



a) 不同连接



b) 混凝土桩芯截面

图 5 DE 工况下 M-θ 曲线

通过图5及表3可见,刚性节点预埋桩及预埋钢板连接的 M_p 为9 015 kN,部分刚性节点混凝土桩芯及分离壳连接的 M_p 分别为6 280、5 495 kN,表明刚性节点具有更好的强度。但其各地震动水准的极限转角 θ_m 为0.035 rad,比部分刚性连接的0.086及0.093小得多,表明部分刚性连接有更好的延性。对于混凝土桩芯连接来说,其理想塑性弯矩 M_p 和截面极限转角 θ_m 均随纵向配筋率的增大而增加,分别从4 312 kN增加到6 280 kN及0.060 rad到0.086 rad,而与分离壳连接比较,理想塑性弯矩从6 280 kN降低到5 495 kN, θ_m 从0.086 rad到0.093 rad,表明混凝土桩芯连接较分离壳连接有更大的强度,但延性变弱。

4 结论

1) 根据纤维模型分析,混凝土截面 $M-\phi$ 曲线的理想塑性弯矩及截面极限曲率随纵向配筋率的增大而增大,但钢管桩截面极限曲率并不随壁厚的增加而增加。

2) 通过 $M-\theta$ 曲线分析,刚性节点预埋桩、预埋钢板连接理想塑性弯矩较部分刚性节点混凝土桩芯、分离壳连接理想塑性弯矩要大,但部分刚性连接延展能力较刚性连接强,考虑到上部被保护的梁板强度设计,刚性连接会导致更大的截面及配筋率。

3) 通过分析 $M-\theta$ 曲线可知,部分刚性节点混凝土桩芯、分离壳连接的理想塑性弯矩及延展能力随纵向配筋率的增大而增大,混凝土桩芯连接由于钢桩对上部混凝土撬动作用较分离壳连接

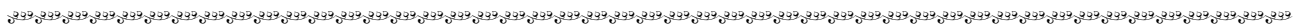
有更大理想塑性弯矩,但也牺牲了部分延展能力。

4) 刚性节点预埋钢板、焊接钢筋中焊缝的脆性开裂在地震中控制较难,一般认为预埋桩、混凝土桩芯及分离壳连接在设计中应用更加广泛。

参考文献:

- [1] JTS 146—2012 水运工程抗震设计规范[S].
- [2] JTS 167-4—2012 港口工程桩基规范[S].
- [3] ASCE/COPRI 61—14 Seismic Design of Piers and Wharves [S].
- [4] PIANC Seismic Design Guidelines for Port Structures [S].
- [5] Stephens J E, McKittrick L R. Performance of steel pipe pile-to-concrete bent cap connections subject to seismic or high transverse loading: Phase 2 [R]. USA: Montana State University, 2005.
- [6] API Recommended Practice 2A-WSD Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms[S], 2000.
- [7] Steunenbergh M, Sexsmith R, Stiemer S. Seismic behavior of steel pile to precast concrete cap beam connections [J]. Journal of Bridge Engineering, 1998, 3(4): 177-185.
- [8] AWS D1. 8/D1. 8M Structural Welding Code Seismic Supplement[S], 2005.
- [9] ANSI/AISC 360-05 Specification For Structural Building[S], 2005.
- [10] Park R J T, Priestley M J N, Walpole W R. The seismic performance of steel-encased reinforced concrete bridge piles [J]. Bulletin of the New Zealand National Society of Earthquake Engineering, 1983, 16(2): 123-140.
- [11] Port of Long Beach (POLB). Wharf design criteria, Version 3.0, Port of Long Beach [R]. USA: Long Beach, CA, 2012.

(本文编辑 武亚庆)



著作权授权声明

全体著作权人同意: 论文将提交《水运工程》期刊发表, 一经录用, 本论文数字化复制权、发行权、汇编权及信息网络传播权将转让予《水运工程》期刊编辑部。