

· 港口 ·



基于位移的高桩码头抗震设计方法*

高树飞, 贡金鑫

(大连理工大学 海岸和近海工程国家重点实验室, 辽宁 大连 116024)

摘要: 在美国高桩码头抗震设计规范的基础上, 从设计流程、设计地震动和性能目标、材料特性、结构分析模型、抗震分析方法等方面, 介绍了高桩码头基于位移的抗震设计方法, 并对规范采用的方法及有关问题进行解释, 通过一个工程案例说明高桩码头基于位移的抗震设计的实施过程。基于位移的抗震设计可以很好地实现多地震水平、多设防目标的抗震设计思想, 是目前和未来高桩码头抗震设计发展的方向。

关键词: 高桩码头; 抗震设计; 位移; Pushover 分析

中图分类号: U 656.1⁺13; P 315.9

文献标志码: A

文章编号: 1002-4972(2014)10-0039-08

Displacement-based seismic design method for pile-supported wharf

GAO Shu-fei, GONG Jin-xin

(State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: An introduction to the displacement-based seismic design method of pile-supported wharf is presented, highlighting on the design ground motion, performance objectives, material properties, structural analysis model and seismic analysis methods, and some explanations for the methods are made. Based on the American codes, a case study is conducted to demonstrate the implementation of displacement-based seismic design strategy. It is apparent that displacement-based seismic design strategy fulfills the requirements of multi-seismic level and multi-performance objectives, and will be the trend of seismic design for pile-supported wharf.

Keywords: pile-supported wharf; seismic design; displacement; Pushover analysis

基于性能的抗震设计方法是在对传统基于力的设计方法反思的基础上提出的多地震水准、多设防目标的抗震设计方法。由于地震导致的结构变形是结构和非结构构件破损的主要原因, 以位移(变形)作为控制结构性能的参数, 可以对结构的整体行为和破坏过程进行合理的控制, 是现阶段实现基于性能的抗震设计的一条捷径。

美国奥克兰港在 20 世纪 90 年代末开始使用 3 水准的地震设计方法, 均对应于不同的应变限值; 与此同时长滩港和洛杉矶港也开始使用基于位移的抗震设计方法, 并制定了《长滩港码头设

计标准》(简称 POLB)^[1] 和《洛杉矶港集装箱码头抗震设计、升级和维修规范》(简称 POLA)^[2]。加利福尼亚地产委员会制定了《海洋油码头和维护标准》(简称 MOTEMS)^[3]。1997 年, 国际航运协会委员会第 34 工作组颁布了基于位移的《港口结构抗震设计指南》(简称 PIANC)^[4]。目前我国现行的 JTS 146—2012《水运工程抗震设计规范》^[5] 仍采用基于承载力的抗震设计方法, 已与国际主流标准脱节, 不利于与国际接轨, 使港口企业开拓国外市场面临一定困难。为更好地理解基于位移的抗震设计方法, 本文以 POLA 和

收稿日期: 2014-03-29

*基金项目: 交通运输部项目“强震区港口工程结构抗震设计研究”(JTSBD201302130)

作者简介: 高树飞(1989—), 男, 博士研究生, 主要研究方向为港口工程结构与抗震。

POLB 标准为蓝本,介绍了基于位移的抗震设计概念和流程,并通过一个工程案例阐明基于位移的抗震设计的实施过程。

1 基于位移抗震设计的概念和流程

“位移”是基于位移的抗震设计方法中性能目标的控制值。在强烈地震作用下,结构通过其良好的弯曲变形能力适应地震引起的往复运动,吸收地震能量;但同时由于结构进入非线性阶段,结构会发生不同程度的损坏,控制位移的目的在于控制不同水平地震下结构的损坏程度。对于不能随变形发展而保持承载力的情况,如受剪承载力,则需对其不同位移下的值进行验算,以防弯曲变形过程中发生脆性破坏。图1为 POLA 和 POLB 标准中高桩码头基于位移的抗震设计流程。

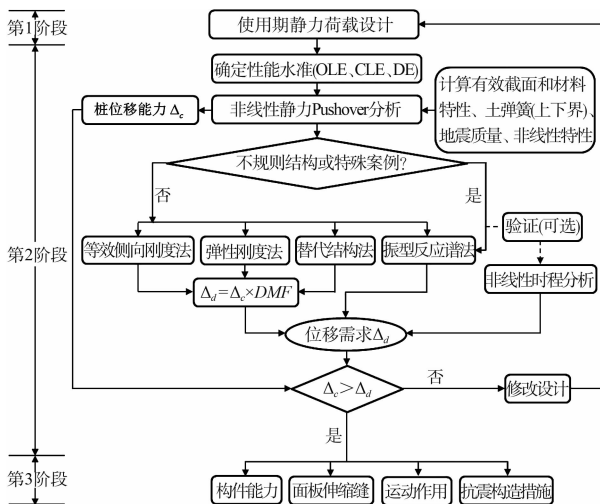


图1 抗震分析流程

由图1可以看出, POLA 和 POLB 标准的码头设计大致可分为3个阶段。第1阶段是静力荷载设计,以满足非地震状况下的使用性能和安全性要求;第2阶段则按3个地震水平进行地震下码头位移的验算(位移值根据规定的桩混凝土、钢筋或钢管应变限值确定);第3阶段验算码头结构的能力(主要是桩的受剪承载力)和构造处理。由此可见,基于位移的抗震设计方法不同于传统的基于力的抗震设计方法,这种方法首先要满足由桩弯曲性能提供的变形能力,然后验算随桩弯曲变形增大而降低的受剪承载力。

2 设计地震动和性能目标

2.1 设计地震动

基于位移的抗震设计的目的是控制不同地震水平下结构的破坏程度,而采用多地震水准是因为地震发生的时机和强度具有高度不确定性。国外的码头设计标准都是按照多地震水准和多性能目标进行抗震设计的。POLB 和 POLA 均规定了3个地震动水准,即运营水平地震(OLE)、偶遇水平地震(CLE)和规范设计水平地震(DE);OLE 的重现期为72 a, 50 a 内的超越概率为50%, OLE 发生后,码头运营不受影响,地震产生的力和变形不会导致重大结构破坏,修复工作不影响码头运行,即使有一定的破坏,也只是表面性的,处于可观测到和易于接近的部位;CLE 的重现期为475 a, 50 a 内的超越概率为10%, CLE 发生后,地震产生的力和变形可能导致可控制的非弹性变形和有限的永久变形,码头暂时不能使用,几个月后经修复可恢复,所有的破坏需能够修复,且发生于可看到和易于修复的位置;DE 为 ASCE 7-05^[6] 的11.2节定义的地震,即最大可信地震(50 a 内超越概率2%,重现期2 475 a)的2/3。设计地震发生后,生命安全应得到保障,且码头不会发生倒塌。

2.2 设计反应谱

反应谱仍是基于位移的结构抗震设计采用的基本和主要工具,地震水平的不同也主要反映在反应谱参数的取值上。在基于位移的抗震设计中,反应谱用来计算结构的惯性力,更主要的是用来计算结构的位移需求。位移需求一般采用静力非线性分析方法(Pushover 方法)计算,要求反应谱能够反映不同阻尼比时的结构反应。

2.3 破坏准则

在基于位移的抗震设计中,不同地震水平的性能目标是通过控制码头桩顶和土内塑性铰处混凝土、钢筋或钢管应变实现的。表1为 POLB 中实心混凝土桩桩顶及土内塑性铰混凝土和钢筋的应变限值。

表 1 POLB 的应变限值

构件应变	地震水平		
	OLE	CLE	DE
桩顶塑性铰 混凝土	$\epsilon_c \leq 0.005$	$\epsilon_c \leq 0.005 + 1.1\rho_s \leq 0.025$	无限制
土内塑性铰 混凝土	$\epsilon_c \leq 0.005$	$\epsilon_c \leq 0.005 + 1.1\rho_s \leq 0.008$	$\epsilon_c \leq 0.005 + 1.1\rho_s \leq 0.012$
桩顶塑性铰 钢筋	$\epsilon_s \leq 0.015$	$\epsilon_s \leq 0.6\epsilon_{smd} \leq 0.06$	$\epsilon_s \leq 0.8\epsilon_{smd} \leq 0.08$

注: ϵ_c 为混凝土压应变; ϵ_s 为钢筋或钢管最外纤维拉应变; ϵ_{smd} 为纵向连接钢筋最大应力时的应变; ρ_s 为约束钢筋的有效体积配箍率。

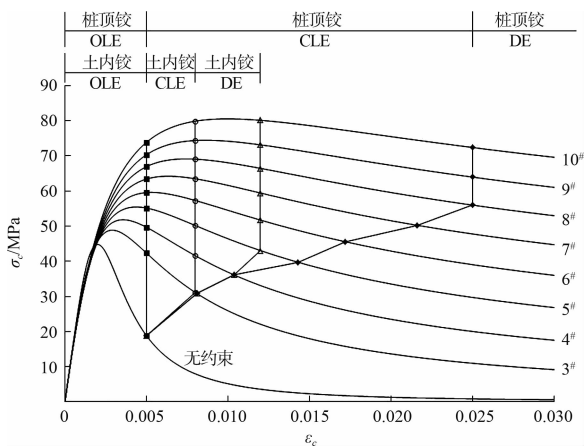


图 2 混凝土应力-应变曲线

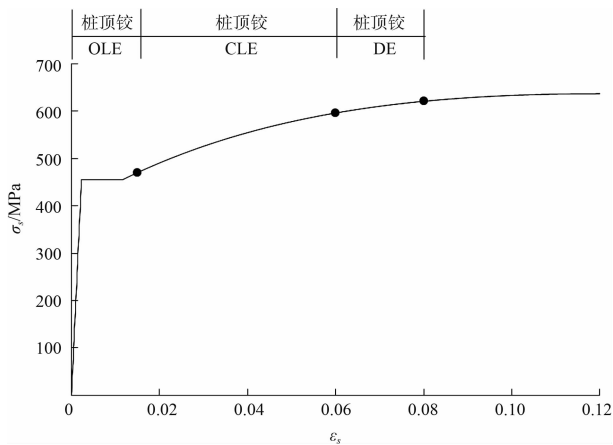


图 3 钢筋应力-应变曲线

图 2 和图 3 给出了不同约束有效体积配箍率时桩约束混凝土的应力-应变曲线和普通钢筋的应力-应变曲线^[7], 曲线上标示出表 1 中不同地震水平下曲线上混凝土应变限值和钢筋应变限值所在的位置。由图 2 可看出, 土内塑性铰应变限值要比桩顶塑性铰严格, 这是因为土内塑性铰难以修

复; 在规定应变限值下, 混凝土强度必须通过箍筋约束来维持, 无约束混凝土不能实现规定应变限值下的延性要求。由图 3 可看出, 3 个地震水平下钢筋应变均已超过屈服点; OLE 时最大钢筋应变刚超过应变硬化点, CLE 和 DE 时最大钢筋应变已远超过应变硬化点。

3 桩的非线性性能和桩土相互作用

在基于位移的抗震设计中, 需要准确计算不同地震水平下结构的水平位移。如图 2 和图 3 所示, 在不同的地震水平下, 由于混凝土和钢筋均已进入非线性状态, 分析中采用合适的材料性能模型和合理的非线性分析方法非常重要, 同时还要考虑桩土的相互作用。

3.1 材料应力-应变关系

为考虑箍筋的约束作用, 混凝土采用约束混凝土的应力-应变关系。目前已经提出的约束混凝土的应力-应变模型很多, POLB 建议采用 Mander^[8] 提出的模型。钢筋、预应力筋和结构钢应采用考虑强化段的应力-应变关系模型^[9]。按非线性方法进行结构分析时, 应力-应变关系中的材料强度取平均值 (Expected value) 比较合理, 故 POLB 和 POLA 规定的材料强度取值为

$$\begin{cases} f'_{ce} = 1.3f'_c \\ f_{ye} = 1.1f_y \\ f_{yhe} = 1.0f_{yh} \\ f_{pye} = 1.0f_{py} \\ f_{pue} = 1.05f_{pu} \end{cases} \quad (1)$$

式中: f'_c 为混凝土 28 d 的抗压强度; f_y 为纵筋或结构钢屈服强度; f_{yh} 为约束箍筋屈服强度; f_{py} 为预应力钢筋屈服强度; f_{pu} 为预应力钢筋最大抗拉强度; f'_{ce} 、 f_{ye} 、 f_{yhe} 、 f_{pye} 、 f_{pue} 为材料性能平均值。

3.2 桩的非线性性能

桩的弯矩-曲率曲线反映了桩截面的弯曲变形性能, 用于计算桩塑性铰的转角, 可根据材料特性的平均值通过截面分析计算得到 (如采用纤维法), 抗震分析中一般将其理想化为双折线形式, POLB 给出了两种理想化方法, 具体可参见 POLB。

3.3 桩土相互作用

在计算码头水平位移时,可将桩土相互作用模拟为水平土弹簧,土弹簧可采用 p - y 曲线描述。POLA 和 POLB 建议采用文献[10]中的 p - y 曲线,对于桩在块石中的 p - y 曲线,可参考文献[11]确定。由于土体特性的不确定性, p - y 曲线也具有很大的不确定性。在码头结构地震反应分析中,POLA和POLB用 p - y 曲线的上限和下限来考虑这种不确定性,规定上限和下限应分别取前述 p - y 曲线荷载值的 2 倍和 0.3 倍。

4 结构模型和位移分析方法

4.1 结构模型

抗震分析的目的是得到码头不同地震水平下的非线性位移 Δ_d 和水平剪力 V 。对于规则、纵向对称的码头,可选取码头的一个单元段进行水平反应分析,单元段内考虑的桩数应能反映每行桩的桩距。建立码头分析模型时,构件模型的轴线取为其截面的中心连线。上部结构与桩之间的界面不按完全刚性考虑,而是考虑桩变形在面板内有一定的扩散深度,POLA 和 POLB 规定扩散深度取为 $l_{sp} = 0.1f_{ye}d_{bl}$,其中 f_{ye} 和 d_{bl} 分别为连接钢筋的屈服强度平均值 (ksi) 和直径 (in)。变形扩散进面板的一段可模拟为具有与桩顶等效特性的构件。桩变形扩散完成后与面板重心之间的构件为刚性连接,如图 4 所示。

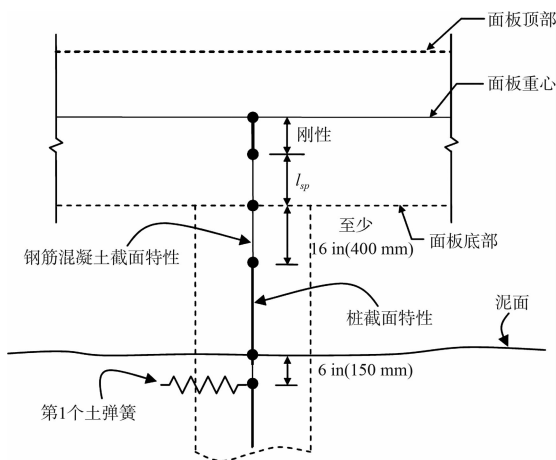


图4 桩-板连接模型

4.2 Pushover 曲线

Pushover 曲线是在考虑结构自重的同时,通过对结构施加水平单调递增荷载将结构推至某一预定位移或使结构成为机构得到的荷载-变形曲线,可采用一般的大型有限元分析软件计算得到。由于高桩码头上部结构刚度很大,可以将横梁和板视为刚性构件。另外,考虑到码头上部结构刚度大,假定桩顶不发生转动且各桩桩顶位移一致,可分别对各桩逐个进行推覆分析,然后对相同位移下各桩的水平力叠加,得到码头的整体荷载-变形曲线。

4.3 位移需求计算方法

码头位移需求 Δ_d 的计算方法包括等效水平刚度法、弹性刚度法、替代结构法、振型反应谱法、超级桩模型及非线性时程分析方法。在上述方法中,等效水平刚度法、弹性刚度法和振型反应谱法都属于弹性方法,替代结构法属于静力非线性分析方法 (Pushover 方法)。采用替代结构法进行分析时,需要计算等效阻尼比,不同规范或软件采用的等效阻尼比公式是不同的,分析表明,采用不同反应谱和等效阻尼比公式计算的位移有时差别很大^[12]。由于陆侧抗震桩的入土深度较大,顺岸式码头绝大部分的地震水平抗力由其提供,而海侧重力桩主要承受重力荷载,这导致码头重心与刚度中心不一致,从而在纵向激励下产生扭转。POLB 和 POLA 规定码头位移可通过将横向激励下的位移乘以动力放大系数 DMF 确定 (表 2)。

5 结构能力和能力保护

5.1 桩变形能力

对于高桩码头,由于面板的强度和刚度均大于基桩,码头构件的变形主要集中在桩的桩顶塑性铰和土内塑性铰处。不同地震水平下塑性铰的转角可采用前面提到的桩截面弯矩-曲率曲线计算,根据桩混凝土、钢筋或钢管的应变限制,可得到桩的变形能力 Δ_c 。根据 Δ_c 判断码头的位移 Δ_d 是否符合要求。需要说明的是,POLB 给出的桩变形能力计算方法是简化方法,采用通用有限元软件分析时,可直接从 Pushover 曲线上确定塑性铰应变限值对应的变形 (位移)。

表 2 动力放大系数 DMF

地震水平	土弹簧(p - y 曲线)	DMF		
		独立码头段	端部结构段	中部结构段
OLE	上限/下限	$1.80 - 0.05L_L/B \geq 1.10$	$1.55 - 0.04L_L/B \geq 1.10$	
	上限	$1.65 - 0.05L_L/B \geq 1.10$	$1.35 - 0.02L_L/B \geq 1.10$	1.10
CLE/DE	下限	$1.50 - 0.05L_L/B \geq 1.10$	$1.16 - 0.02L_L/B \geq 1.10$	

注: L_L 为最短端部码头段长度; B 为码头段宽度。

5.2 桩受剪承载力

高桩码头利用桩良好的弯曲变形性能, 通过形成塑性铰来适应地震要求的大变形, 而桩水平荷载下的抗剪性能比较差。为避免桩发生剪切破坏, 设计中要求“强剪弱弯”, 称为“能力设计”或“能力保护”。实现能力破坏的方法是对桩的抗剪按超强设计, 即桩承受的水平力在满足不同地震水平应变限值的条件下, 受剪承载力仍有一定安全储备。POLB 规定, 桩超强剪力需求 V_0 通过非线性静力弹塑性分析得到, 采用 1.25 的超强系数。除此之外, V_0 的值也可按下式计算得到:

$$V_0 = 1.25 [(M_{p,top} + M_{p,in-ground})/H] \quad (2)$$

式中: $M_{p,top}$ 为桩顶塑性铰弯矩; $M_{p,in-ground}$ 为桩土内塑性铰弯矩; H 为桩顶塑性铰中心与土内塑性铰中心之间的距离。码头抗震设计中要求桩的受剪承载力大于桩的超强剪力需求 V_0 。

对于钢管桩, POLB 建议受剪承载力按 AISC-LRFD^[13] (已被文献[14]取代) 或 API^[10] 中的规定确定。对于混凝土或预应力混凝土桩, 受剪承载

力按弯剪破坏考虑, 由混凝土承受的剪力 V_c 、箍筋承受的剪力 V_s 和轴力抵消的剪力 V_a 共 3 部分组成。另外, 计算桩的受剪承载力时, 材料强度取规定值, 而不是平均值。

6 设计案例

6.1 工程概况

某顺岸式集装箱高桩码头断面见图 5, 码头长 252 m, 分为 2 个结构段, 码头宽 39.57 m, 排架间距 6.3 m, 面板厚 0.45 m。钢管桩外径 1 067 mm, 壁厚 17.5 mm, 桩底高程 -29.7 m, 在桩顶设置桩芯混凝土将钢管桩与横梁连接, 图 6 为 C 桩、D 桩、E 桩、F 桩和 H 桩与上部结构的连接, 其他各桩类似。码头面堆载为 40 kPa, 当地平均海平面为 1.2 m, 土层高程及物理力学参数见表 3。

表 3 土体物理力学参数

土层名称	高程/ m	有效密度/ ($t \cdot m^{-3}$)	内摩擦角/ ($^\circ$)	标贯 击数 N
细砂	+3.5 ~ -3.0	0.90	32.5	12
中粗砾砂	-3.0 ~ -34.5	1.10	38.6	20

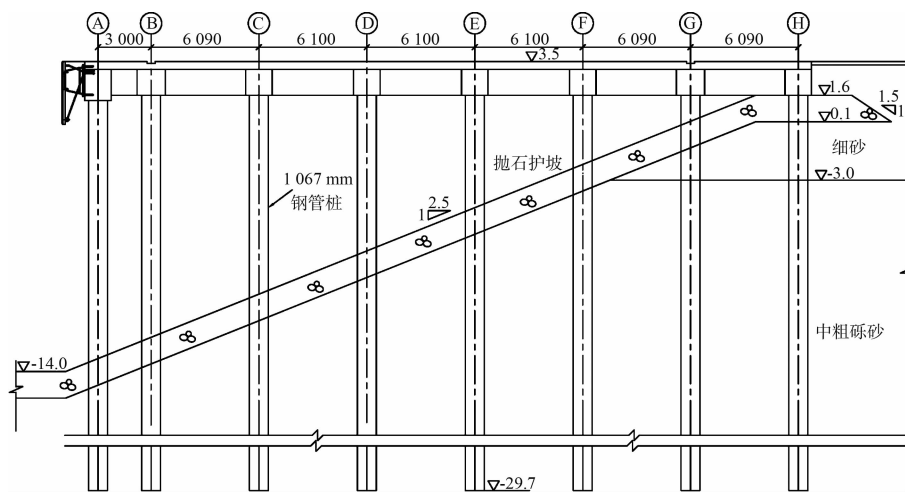


图 5 码头断面 (高程单位: m, 尺寸单位: mm)

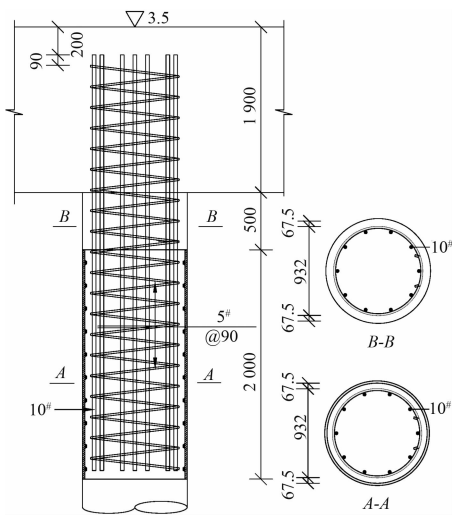


图6 桩与上部结构连接

6.2 设计地震动

参考 POLB 确定 3 个地震水准，谱加速度 S_s 和 S_1 见表 4。根据 ASCE 7-05^[6]，场地为 D 类场地，场地系数 F_a 和 F_v 根据 FEMA 356^[15] 确定，结果见表 4。设计加速度反应谱按 FEMA 356 确定（因为 POLA 和 POLB 的反应谱仅适用于洛杉矶港和长滩港）。

表 4 设计地震动超越概率、重现期和谱加速度

地震动水平	50 a 内超越概率/%	重现期 /a	S_s/g	F_a	S_1/g	F_v
OLE	50	72	0.325 0	1.540 0	0.100 46	2.381 6
CLE	10	475	0.738 7	1.209 1	0.228 32	1.943 4
DE	2	2 475	1.562 5	1.000 0	0.495 64	1.504 4

6.3 混凝土、钢筋和结构钢材料特性

混凝土圆柱体抗压强度采用 $f'_c = 5\ 000\ \text{psi}$ (34.47 MPa)，钢筋和钢管桩均采用 60 级钢，屈服强度 $f_y = 60\ \text{ksi}$ (413.7 MPa)，如 3.1 节所述，除抗剪计算，采用强度平均值计算。材料的应力-应变关系根据 POLB 确定。

6.4 p - y 曲线

利用 p - y 曲线考虑桩土相互作用， p - y 曲线的确定如前所述。

6.5 结构模型和 Pushover 曲线

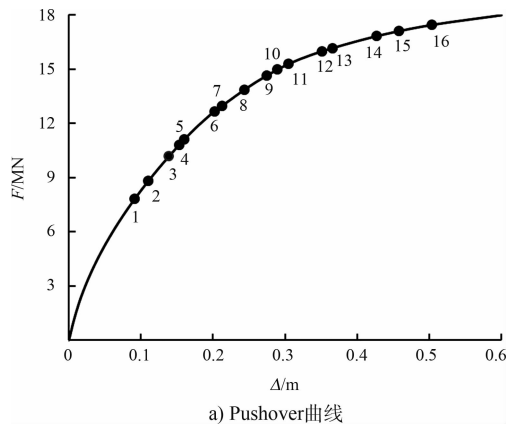
6.5.1 结构模型

由于码头沿纵向对称，选取一个排架并按规则码头进行水平地震分析。分析模型轴线为所有

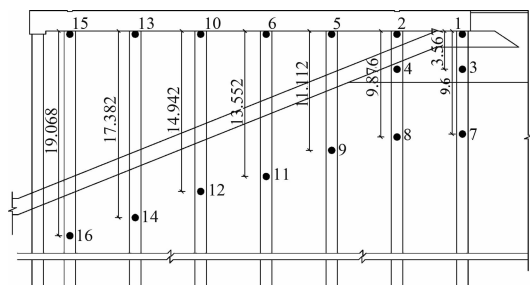
构件截面的中心线，分析模型中桩与横梁的连接按图 4 处理。土与结构的相互作用用土弹簧模拟，建立上限 UB 和下限 LB 两个土弹簧模型， p - y 曲线的乘子 m_p 分别取 2.0 和 0.3。

6.5.2 Pushover 曲线

采用通用有限元软件 ABAQUS6.12 对码头进行推覆，桩和梁采用二维梁单元 B21，梁单元中的钢筋通过 * rebar 关键字实现，混凝土采用 Concrete Damaged Plasticity 模型模拟，钢管和钢筋采用 Plastic 模型模拟。土弹簧采用 Connector 单元模拟。在 ABAQUS 中建立两个分析步，第 1 个分析步施加重力荷载，重力荷载考虑上部结构自重、面板底部至岸坡以下 5 倍桩径范围内桩重力的 1/3 及堆载的 10%；第 2 个分析步在 H 桩顶施加水平推覆力（应在上部结构重心处），逐步增加水平荷载，计算确定水平荷载作用下码头的荷载-变形曲线，计算结果见图 7，限于篇幅，只给出土弹簧取下限的计算结果。桩顶纵向连接钢筋或钢管屈服即考虑塑性铰出现，土内铰首先出现在钢管桩灌注混凝土以下，塑性铰中心距混凝土灌注段底部为 1/2 塑性铰长度，桩顶塑性铰在桩顶钢筋混凝土段出现。



a) Pushover 曲线



b) 塑性铰出现顺序

图7 码头 Pushover 曲线和塑性铰出现顺序

6.6 桩变形能力

6.6.1 弯矩-曲率分析

利用前文确定的材料特性, 采用 XTRACT 软件计算桩顶钢筋混凝土段截面和钢管截面的弯矩-曲率曲线, 并采用面积相等的方法确定理想的弯矩-曲率曲线 (图 8), 只给出土弹簧取下限的计算结果。

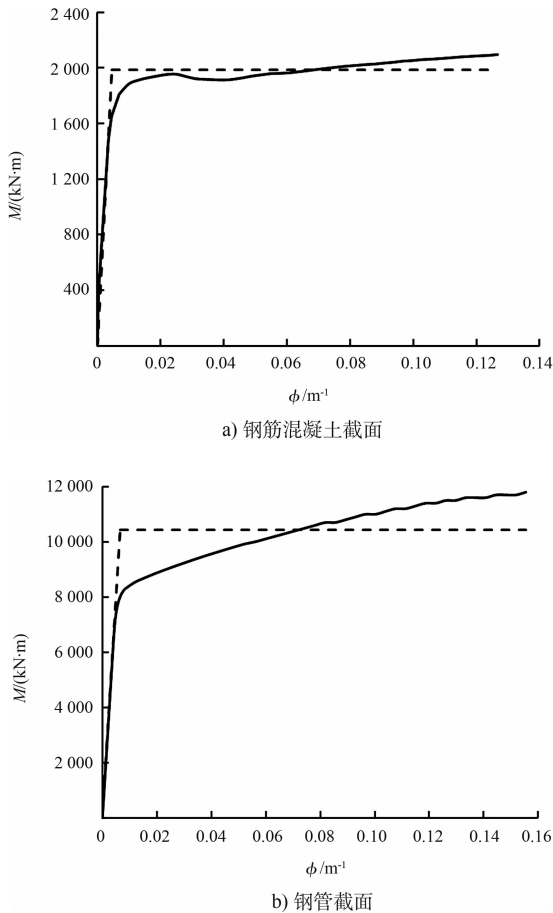


图 8 截面弯矩-曲率曲线

6.6.2 桩变形能力

对于土弹簧的上限 UB 和下限 LB 两种情况, 使用 POLB 提供的钢筋和钢管的应变极限确定 OLE、CLE 和 DE 下的桩变形能力 Δ_c 。由于桩顶铰和土内铰都首先在 H 桩出现, 故利用 ABAQUS 的后处理功能, 查询 H 桩对应于 POLB 应变时的桩顶位移, 发现桩顶铰在钢筋屈服后应变增长速度明显慢于土内铰, 在同一桩顶位移下, 土内铰的钢管应变比桩顶铰钢筋应变大得多, 而且由 POLB 可知, 土内铰钢管应变的限值更低, 故用土内铰的应变确定桩的变形能力, 结果见表 5。

6.7 位移分析

本例为平面布置规则的高桩码头, 分别采用等效侧向刚度法、弹性刚度法和替代结构法求解位移需求, 并采用表 2 中的动力放大系数对计算的位移需求进行修正, 计算结果见表 5, 需求-能力比 (DCR) 亦列于表 5。由表 5 中 DCR 可以看出, 结构变形能力满足要求。

6.8 受剪承载力验算

桩超强剪力 V_0 按式(2)计算, 桩顶塑性铰弯矩 $M_{p,top}$ 和土内塑性铰弯矩 $M_{p,in-ground}$ 取图 8 中虚线表示的等效弯矩, 相关计算结果列于表 6。由于 H 桩以外的桩顶部塑性铰中心与首个土内塑性铰中心的距离较大, 由式(2)可知, 其他桩的超强剪力需求会较小, 而各桩与横梁的连接基本相同, 故只对 H 桩进行验算。

表 5 变形能力与位移需求

地震水平	土弹簧	位移需求 Δ_d/m			$\Delta_{d,max}/m$	Δ_c/m	DCR
		等效侧向刚度法	弹性刚度法	替代结构法			
OLE	下限	0.027 3	0.041 6	0.045 0	0.045 0	0.228 2	0.20
	上限		0.017 3	0.019 0			
CLE	下限	0.044 3	0.059 1	0.064 6	0.064 6	0.343 4	0.19
	上限		0.028 0	0.030 8			
DE	下限	0.077 4	0.100 3	0.107 0	0.107 0	0.473 0	0.23
	上限		0.049 0	0.052 6			

表 6 桩受剪承载力验算

地震水平	土弹簧	V_c/kN	V_s/kN	V_a/kN	ϕ	$\phi V_n/kN$	$\phi(0.2f'_{cc}A_e)$	V_{CP}/kN	V_{SP}/kN	V/kN	$V_0/10^3 kN$
OLE	下限	391.84	999.765	117.153	0.85	1 282.444	5 447.189	1 282.444	6 444.951	7 727.395	3.484
	上限	391.77	768.025	93.639		1 065.419		1 065.419		7 510.370	3.451
CLE	下限	390.09	704.450	87.188	0.85	1 004.469	5 447.189	1 004.469	6 444.951	7 449.420	3.484
	上限	389.37	733.161	90.102		1 030.738		1 030.738		7 475.689	3.451
DE	下限	386.32	665.485	83.235	1.00	1 135.040	6 408.457	1 135.040	6 408.457	7 579.991	3.484
	上限	385.44	685.993	85.316		1 156.749		1 156.749		7 601.700	3.451

注： ϕ 为美国规范中受剪承载力的强度折减系数； A_e 为有效剪切面积，等于桩截面总面积的 80%。

由于桩顶部采用桩芯混凝土与横梁连接，桩的受剪承载力 V 应包括混凝土截面和钢管截面的承载力。钢管截面受剪承载力 V_{SP} 按文献[14] 计算，结果列于表 6。混凝土承受的剪力 V_c 、箍筋承受的剪力 V_s 和轴力抵消的剪力 V_a 见表 6。由表 6 可以看出， $V > V_0$ ，桩的受剪承载力满足要求。

7 结论

1) 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，通过限制位移控制结构在地震下的损伤程度，概念清楚，易于操作。

2) 基于位移的高桩码头抗震设计是通过保证桩具有良好的弯曲变形能力来实现的；在满足桩混凝土、钢筋或钢管应变不同地震水平限值的条件下，验算桩的受剪承载力。

参考文献：

- [1] Port of Long Beach, Wharf Design Criteria [S]. Version 3.0. Long Beach: CA, 2012.
- [2] The Port of Los Angeles, Code for Seismic Design, Repair, and Upgrade of Container Wharves [S]. Los Angeles: CA, 2010.
- [3] California Building Code, Chapter 31F, Marine Oil Terminal Engineering and Maintenance Standards(MOTEMS) [S].
- [4] Permanent International Association for Navigation Congresses, Seismic Design Guidelines for Port Structures[S], 2001.
- [5] JTS 146—2012 水运工程抗震设计规范[S].
- [6] ASCE 7-05, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures[S].
- [7] 贡金鑫, 高树飞. 基于位移的高桩码头抗震设计[R]. 大连: 大连理工大学, 2014.
- [8] Mander J B, Priestley M J N, Park R, Theoretical stress-strain model for confined concrete [J]. Journal of Structural Engineering, 1988, 114(8): 1 804-1 826.
- [9] California Department of Transportation, Guide Specifications for Seismic Design of Steel Bridges [S].
- [10] API RP 2A-WSD-2005, Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms—Working Stress Design[S].
- [11] Fugro West, Inc. EMI, 1998a, Bi-Linear p-y Curves for Pier 400 Piles and Pendent Wall[R]. USA: Fugro West Inc, 1999.
- [12] 贡金鑫, 高树飞. 高桩码头 Pushover 分析影响因素研究[R]. 大连: 大连理工大学, 2014.
- [13] American Institute of Steel Construction. Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings[S].
- [14] ANSI/AISC 360-10, Specification for Structural Steel Buildings[S].
- [15] FEMA-356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings[S].
- [16] Yohsuke Kawamata. Seismic Performance of a Pile-Supported Container Wharf Structures in Rockfill [D]. Oregon: Oregon State University, 2009.

(本文编辑 武亚庆)