

考虑桩土相互作用的高桩码头非线性地震反应分析

李颖, 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: 采用有限元软件 ABAQUS 对高桩码头的地震反应进行了分析, 考虑了桩-土动力相互作用、土体和桩板混凝土的动力非线性特征, 分析了码头结构在不同地震作用影响下的相对位移、加速度、剪力和弯矩, 确定了结构塑性铰出现的时刻和顺序, 从而判明结构的屈服机制、薄弱环节以及可能的破坏类型, 并在此基础上提出了设计建议. 计算表明, 桩的地震加速度响应随着高度的增加先增大后减小, 桩身各点相对桩底的位移反应峰值从桩底到桩顶逐渐增大, 桩身弯矩从桩底到岸坡面先增大后减小, 在岸坡面以上, 弯矩先减小后增大, 最后在桩顶达到峰值, 桩顶部的剪力最大.

关键词: 高桩码头; 抗震分析; 数值仿真; ABAQUS

中图分类号: U656.113

文献标识码: A

文章编号: 1009-640X(2010)02-0092-08

高桩码头适用于软土地基, 能承受较大荷载且砂石用量较少, 在深水港口建设中得到广泛应用. 在地震作用下, 如果设计不当, 高桩码头会发生严重震害, 如 1989 年美国加利福尼亚州发生的 Loma Prieta 大地震, 旧金山湾奥克兰港的第七街集装箱码头遭受严重破坏. 因此, 高桩码头的抗震问题日益受到重视.

在高桩码头的抗震分析中, 码头结构的动力响应和非线性桩-土动力相互作用等问题需高度重视. 很多学者对高桩码头体系的抗震性能进行了研究, 并得到了一些有益的结论. 连竞等^[1]提出高桩码头动力特性的分析方法和地震惯性力的计算方法; 王守忠^[2]推导出高桩码头按刚盘体系分析时的平扭耦联振动方程和地震反应的计算方法; 龙炳煌等^[3]考虑 Winkler 土弹簧单元, 将桩视为弹性地基梁, 采用 ANSYS 模拟了高桩码头在不同地震烈度下叉桩的受力状态; Yan 等^[4]对码头主桩的抗震性能进行了有限元分析, 并与简化分析法进行了比较; Mageau 等^[5]对地震作用下高桩码头的岸坡稳定和液化土地面运动进行了评估; Varun 等^[6]对简化非线性 Winkler 土弹簧模型作了改进和校正, 对码头单桩进行了有限元地震分析; Taciroglu 等^[7]提出往复荷载作用下的码头单桩桩土相互作用宏观单元模型; 高明^[8]、Nason^[9]和 McCullough^[10]等则分别对强震区内的高桩码头进行了模型抗震试验, 验证了码头结构基本动力性能. 在上述研究中, 大多数对非线性桩-土动力相互作用采用简化的模型, 将桩和承台的材料性质设定为线弹性, 且较少考虑材料的屈服性能和极限状态, 这与实际状况不符.

本文以某高桩码头为研究对象, 采用 ABAQUS 软件对高桩码头进行了动力反应分析. 计算时采用该软件中的 Drucker-Prager 土体非线性本构模型模拟土体在循环荷载作用下的动力特性, 采用混凝土塑性损伤模型模拟混凝土在循环荷载作用下的拉、压应力-应变关系, 采用标准金属模型模拟钢筋在循环荷载作用下的动力特性, 建立了考虑桩土动力相互作用的高桩码头地震反应分析模型.

1 ABAQUS 有限元数值分析原理

大型商用有限元软件 ABAQUS 具有较强的计算分析功能和岩土、结构材料本构模型, 可进行渗流和变

收稿日期: 2009-07-06

基金项目: 教育部创新团队资助项目(IRT0518)

作者简介: 李颖(1982-), 女, 辽宁鞍山人, 博士研究生, 主要从事港口工程抗震设计研究.

E-mail: liying200154095@yahoo.com.cn

形的耦合分析、边坡稳定、固结分析,能够模拟桩土共同作用和基坑开挖过程,可以反映土与结构相互作用的复杂力学性质.该程序能够计算平面问题、轴对称问题和三维问题,可很好地模拟土体、结构和土体的接触面、板、梁及桩基础等.

1.1 土体本构模型

因为 Mohr-Coulomb 屈服面在偏平面的屈服面为六角形,进行塑性分析时因角隅处塑性流动方向不唯一会引起收敛困难,所以常采用角隅处光滑的模型代替,其中最典型的的就是 Drucker-Prager 模型,该模型通过屈服面在偏平面上外接或内切于 Mohr-Coulomb 六角形确定的屈服方程来描述岩土类工程材料.经典的 Mohr-Coulomb 屈服准则为

$$f = (\sigma_2 - \sigma_3) + (\sigma_2 + \sigma_3) \sin\varphi - 2c \cos\varphi = 0 \quad (1)$$

式中: σ_2 和 σ_3 为第二、第三主应力; φ 为内摩擦角; c 为黏聚力.外接于 Mohr-Coulomb 屈服面的 Drucker-Prager 屈服准则为

$$f = D_1 I_1 + \sqrt{J_2} - D_2 = 0 \quad (2)$$

式中: $I_1 = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ 为应力张量第一不变量; $J_2 = \frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2]$ 为应力偏量第二不变量; $D_1 = \frac{2\sin\varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin\varphi)}$; $D_2 = \frac{6c\cos\varphi}{\sqrt{3}(3 - \sin\varphi)}$.

ABAQUS 软件中提供的 Drucker-Prager 模型在子午面上有 3 种形式:直线型、抛物线型和指数型.在偏平面上一般形状为分段圆滑曲线,且曲线间光滑连接.为了保证直线型 Drucker-Prager 模型与 Mohr-Coulomb 模型的控制方程一致,需满足

$$\begin{cases} \tan\beta = \frac{6\sin\varphi}{3 - \sin\varphi} \\ \sigma_c^0 = 2c \frac{\cos\varphi}{1 - \sin\varphi} \end{cases} \quad (3)$$

式中: β, σ_c^0 分别为 Drucker-Prager 模型的内摩擦角和黏聚力.因此,在确定场地土的 Mohr-Coulomb 模型参数后,可根据式(3)将其转化为 Drucker-Prager 模型参数.

1.2 混凝土本构模型

码头桩基础与面板采用混凝土塑性损伤模型模拟,该模型可用于单向加载、循环加载及动态加载等情况,具有较好的收敛性.下式为适合模拟循环荷载下混凝土力学行为的屈服函数,用有效应力表示:

$$F(\sigma, \varepsilon^{pl}) = \frac{1}{1 - \alpha} (\alpha \vec{I}_1 + \sqrt{3} \bar{J}_2 + \beta(\varepsilon^{pl}) \langle \hat{\sigma}_{\max} \rangle - \gamma \langle -\hat{\sigma}_{\max} \rangle) - \bar{\sigma}_c(\varepsilon^{pl}) = 0 \quad (4)$$

$$\langle \hat{\sigma}_{\max} \rangle = \frac{1}{2} (|\hat{\sigma}_{\max}| + \hat{\sigma}_{\max}) \quad (5)$$

式中: α 和 γ 为与尺寸无关的材料常数; \vec{I}_1 为有效应力张量第一不变量; \bar{J}_2 为有效偏应力张量第二不变量;

$\hat{\sigma}_{\max}$ 为最大有效主应力; $\beta(\varepsilon^{pl}) = \frac{\sigma_c(\varepsilon^{pl})}{\sigma_c^0(\varepsilon^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha)$; ε_c^{pl} 为塑性应变率.

1.3 钢筋本构模型

ABAQUS 中定义塑性数据时,必须采用真实应力和真实塑性应变.本文有限元模型定义钢筋混凝土时,采用单元截面定义配筋层(Rebar layer)的方法,选用标准金属塑性模型描述钢筋塑性能,采用 Embedded region 命令使其耦合在混凝土桩基础内,以此将钢筋单元叠加于模拟混凝土的单元网络上.

1.4 桩土界面模型

在高桩码头桩土相互作用计算中,将桩定义为主接触面,土体定义为从属接触面.当两种介质相互接触时,法向接触力通过接触面之间建立的接触约束相互传递,接触面上建立的离散单元结点对之间满足位移协

调条件和虎克定律;接触面发生分离时,接触约束取消. 接触面间传递法向力的同时也传递切向力,当切向力超过一个临界值时,接触面间就会产生相对滑动. 粗糙接触面的摩擦采用库仑摩擦定律描述,即:

$$\tau_{crit} = \mu p \tag{6}$$

式中: μ 为摩擦系数; p 为法向接触力. 当接触面间的剪应力小于摩擦力临界值时,接触面间无相对位移,处于黏滯状态;当接触面间的剪应力大于摩擦力临界值时,接触面间发生相对滑动.

1.5 有限元分析方法

本文模型具有材料退化与失效问题,常常导致隐式法收敛极度困难. 计算表明,Standard 模拟分析含钢筋混凝土的高桩结构遇到了严重收敛问题,因此选择 Explicit 分析求解. 地震时程分析求解动力平衡方程时,该分析模块采用中心差分法对加速度在时间上进行积分,高桩码头与岸坡动力相互作用系统的动力平衡方程为:

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = -M\ddot{x}_g(t) \tag{7}$$

计算速度变化时假定加速度为常数,将该速度的变化加上前一增量步中点的速度作为当前增量步中点的速度,即:

$$\dot{u}_{t+\Delta t/2} = \dot{u}_{t-\Delta t/2} + \frac{(\Delta t_{t+\Delta t/2} + \Delta t_t)}{2} \ddot{u}_t \tag{8}$$

用速度对时间的积分加增量步开始时的位移来确定增量步结束时的位移:

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta t_{t+\Delta t} \dot{u}_{t+\Delta t/2} \tag{9}$$

在当前增量步开始时,按下式计算加速度:

$$\ddot{u}_t = -M^{-1}(C\dot{u} + Ku + M\ddot{x}_g(t)) \tag{10}$$

当 $t=0$ 时,初始加速度和速度设置为零.

2 实例分析

2.1 工程概况

图 1 为某深水港区高桩码头结构的断面图,桩身编号为 1#~6#. 此处地质年代属于第四纪全新世新鲜层,场地类别为 I 类,从上至下地层组成为:①墙后回填土及毛石挡土墙;②亚黏土;③黏土;④亚黏土;⑤亚砂土;⑥粉砂. 土的含水量一般大于 20%,具有高压缩性,呈流塑状,承载能力低,粉砂地层厚度一般大于 3.0~4.0 m,通常埋深在-20.0 m 以下,该码头结构以此层作为桩基持力层.

选择一个 3 000 t 级杂货泊位的岸坡-高桩码头结构体系为典型分析剖面. 结构采用无梁面板式高桩结构,桩台宽 22.5 m,桩排架间距 4.4 m,每一建筑段由 12~13 榀排架构成;桩台面板厚 330 mm,路面及磨耗层 70 mm. 桩台下基桩共 6 根,每根长 25.25 m,截面为 550 mm×550 mm 的正方形,混凝土强度等级为 C40,钢筋采用冷拉 III 级锰硅粗钢筋,桩中钢筋对称布置 8Φ24.

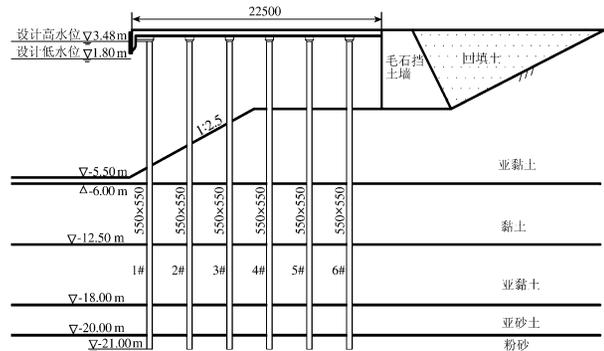


图 1 高桩码头结构(单位: mm)

Fig. 1 Pile-supported wharf structure (unit: mm)

根据文献[11]修改混凝土输入参数,图 2 为 C40 混凝土及 III 级锰硅粗钢筋的应力-应变关系曲线,混凝土弹性模量为 3.3×10^4 MPa,泊松比为 0.15,重度为 2 500 kN/m³. 钢筋弹性模量为 2.1×10^5 MPa,泊松比为 0.3,重度为 7 850 kN/m³. 根据常规土工试验测得各层土的物理力学性质指标见表 1.

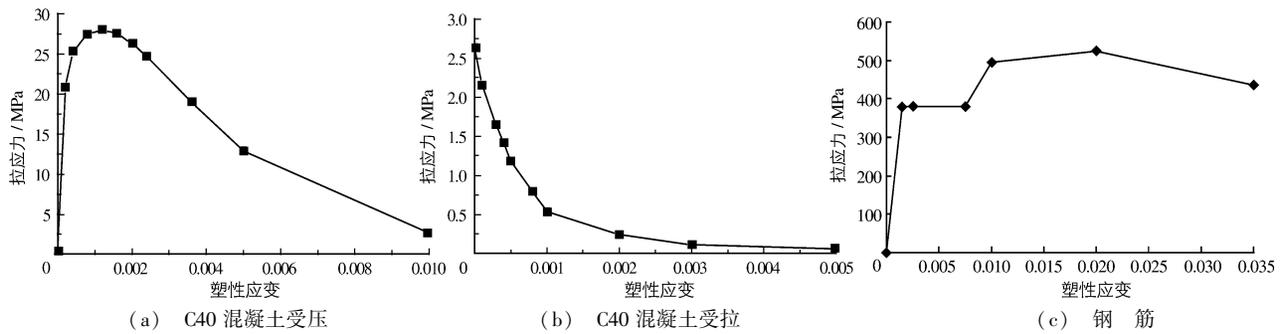


图2 C40混凝土及钢筋的应力应变关系

Fig.2 Stress-strain curves of C40 concrete and steel

表1 某高桩码头地基土土体参数

Tab.1 Physical parameters of soils in foundation of wharf structure

土层	标高/ m	密度/ ($\text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$)	弹性模量/ MPa	泊松比 ν	摩擦角 φ	黏聚力 c / kPa
回填土	4.65 ~ 1.0	1 600	40	0.26	15°	18
毛石	4.65 ~ -1.11	2 039	210	0.3	35°	0
亚黏土	1.0 ~ -6.0	1 910	25	0.35	20°	10
黏土	-6.0 ~ -12.5	1 780	20	0.4	5°	18
亚黏土	-12.5 ~ -18.0	1 970	30	0.36	13°	23
亚砂土	-18.0 ~ -20.0	2 030	38	0.33	22°	19
粉砂	-20.0 ~ -26.0	1 800	40	0.3	33.2°	20

2.2 有限元模型的建立

基于码头方向结构和荷载的对称性,取典型的4.4 m排架进行计算,分析的区域岸坡底宽为115 m,高30.65 m,地基宽度与结构宽度比足以消除边界效应对结构地震反应的影响.图3为本文建立的高桩码头有限元模型,土体与桩板均采用实体单元模拟,模型中共有37 843个节点,31 234个单元,岸坡土体、混凝土板和桩划分网格时采用8节点减缩单元C3D8R.将靠近桩土接触面的单元网格进行细分,而远离桩体的岸坡土体划分相对稀疏.模型中包括132个接触面,混凝土板与桩顶之间、桩底和土体之间采用约束命令(Constraint)中的Tie命令将其共有的节点自由度完全耦合起来.土体左边界和右边界为垂直于该面的链杆约束,前后面为垂直于该面的链杆约束,底面 $z=0$ 为固定约束.

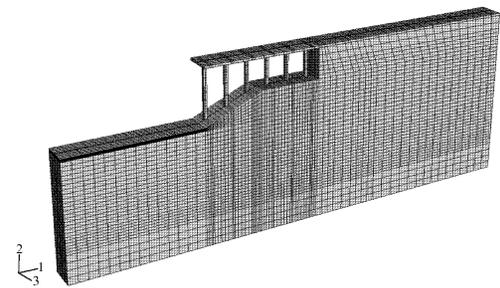


图3 高桩码头有限元模型网格划分

Fig.3 Meshes of finite element model of wharf structure

2.3 荷载条件

进行地震响应分析之前,本文忽略静水压力作用的影响,只考虑重力和堆货荷载作用,桩台面上的堆货荷载为 30 kN/m^2 .第1个分析步中首先要平衡初始地应力,通过*initial conditions命令使土体初始位移为0,即认为高桩码头在受到地震作用之前,土体已经完成重力作用下的固结平衡,且不考虑打桩过程中所产生的应力变化.第2个分析步进行堆货荷载静力分析,最后进行地震作用响应分析.

本文进行地震计算时仅考虑水平地震荷载的作用,水平向基岩输入地震选用具有频谱差异的前10 s Kobe波、El-Centro波和Loma Prieta波,地震加速度时程见图4.为考虑地震强度的影响,在计算中,将输入地震峰值加速度取为 1 m/s^2 后,再乘以调整系数,变为 $0.1g$, $0.2g$ 和 $0.4g$ 三个水平地震加速度.同时为研究

不同地震强度下码头的地震反应,将3种地震波分别调整至7度、8度和9度的地震烈度.

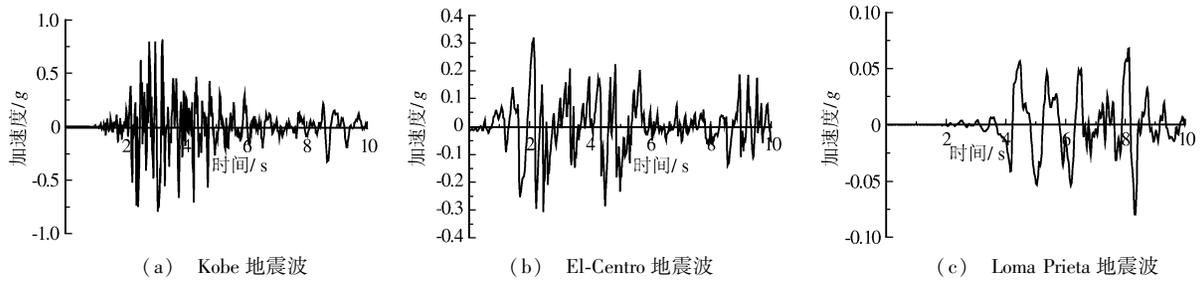


图4 地震加速度时程

Fig. 4 Time-histories of acceleration recorded in earthquakes

2.4 计算结果与分析

2.4.1 码头面动力反应 图5为Kobe地震波作用下码头结构的面板水平位移响应.可见,面板水平位移随着地震强度的增大而增大.

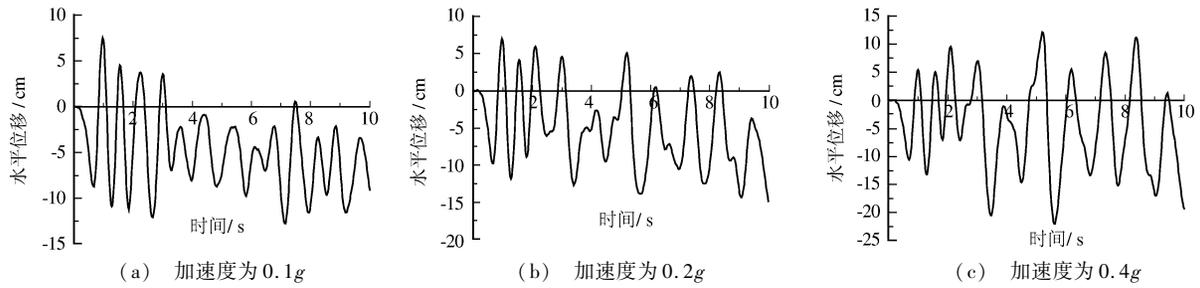


图5 Kobe地震波作用下码头面板水平位移响应

Fig. 5 Time-histories of horizontal displacement of deck by action of Kobe earthquakes

2.4.2 桩身位移和加速度反应 图6和7分别为不同地震波作用下1#桩桩身的峰值加速度和相对位移.

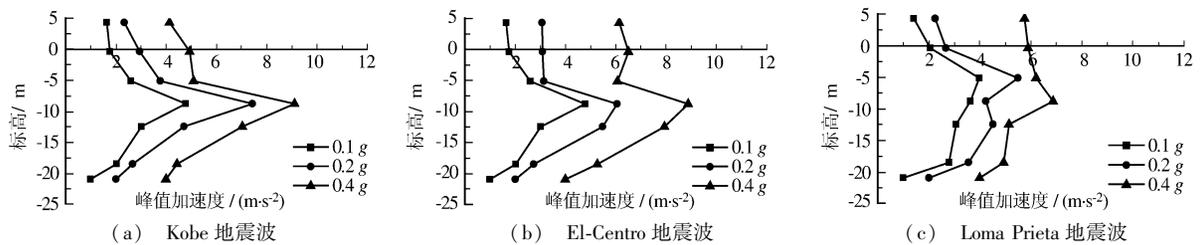


图6 1#桩桩身加速度反应峰值

Fig. 6 Peak values of No. 1 pile acceleration response

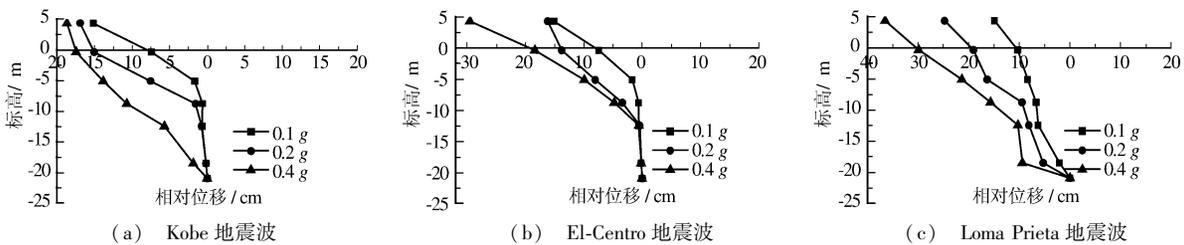


图7 1#桩桩身向海侧相对位移反应峰值

Fig. 7 Peak values of relative displacement response of No. 1 pile

可见,高桩码头混凝土桩的地震加速度响应随着高度增加先增大后减小,在桩和岸坡交界面处达到顶峰.因此,桩和岸坡交界面处承担较大地震荷载分量,会产生严重破坏.由图7可以看出,1#桩在不同地震波作用下会产生向海侧位移,桩身各点相对桩底的位移反应峰值从桩底到桩顶逐渐增大,桩顶达到峰值.

2.4.3 桩身内力反应 图8给出1#桩桩身弯矩反应峰值.可以看出,桩身弯矩从桩底到岸坡面先增大后减小,然后在标高-15 m处达到反向正弯矩最大值;之后转向负向弯矩,在桩体与岸坡交界面附近、亚黏土与亚砂土交界面附近以及亚黏土与黏土分层面附近均存在弯矩突然增大现象.在岸坡面以上,弯矩先是减小,然后在岸坡面以上5 m后显著增大,最后在桩顶达到峰值.输入 Kobe 地震波和 El-Centro 地震波时,地震作用使桩体与岸坡交界面附近的弯矩明显增大,而在输入 Loma Prieta 地震波时,地震作用对桩身弯矩的影响就很小,但它对标高-15 m处的弯矩影响较为明显.由此可见,桩身弯矩受地震波形式影响较大.

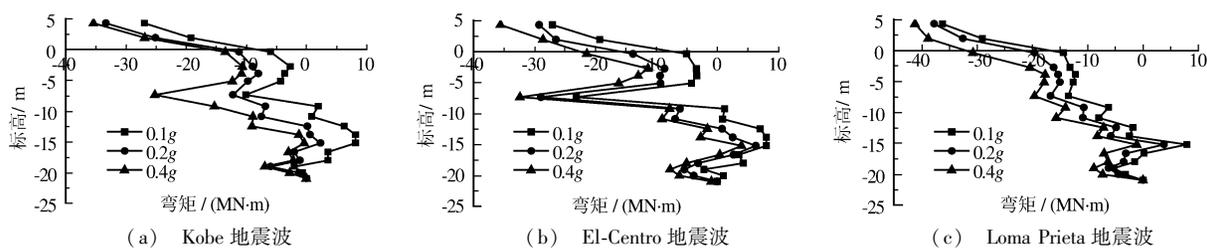


图8 1#桩桩身弯矩反应峰值

Fig. 8 Peak values of bending moment response of No. 1 pile

图9为1#桩桩身的剪力反应峰值.由图可知,桩顶部受到的地震剪力明显大于桩顶以下各部位,结合1#桩桩身弯矩反应在桩顶处达到最大值的现象,桩顶部位在地震作用下易产生塑性铰.因此,高桩码头的抗震设计中,保持桩顶部位的弯曲变形能力和受剪承载力是十分重要的.

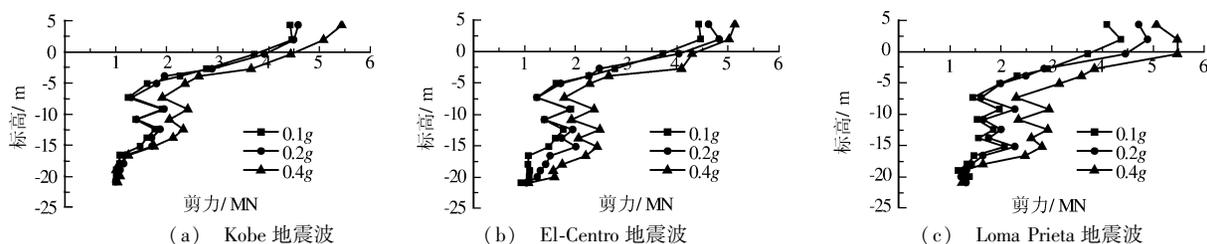


图9 1#桩桩身剪力反应峰值

Fig. 9 Peak values of shearing force response of No. 1 pile

2.4.4 码头混凝土桩塑性铰产生过程 地震过程中,当桩中部分区段内的钢筋达到屈服强度,但截面弯矩仍小于极限值时,此处形成一个塑性铰,而 ABAQUS 可得出任意时刻不同位置的钢筋应力.以 Kobe 地震波为例,加速度为 0.1g, $t=10.00$ s 时,1#桩内的钢筋应力到达峰值 192.5 MPa,未超过锰硅粗钢筋的屈服应力 380.0 MPa,其它桩内钢筋应力均低于 192.5 MPa,混凝土桩未发生屈服现象,高桩结构在 0.1g Kobe 地震波的前 10 s 内基本处于弹性阶段.0.2g Kobe 地震波的 $t=2.75$ s 时,3#桩桩顶处钢筋应力为 390.5 MPa,超过锰硅粗钢筋的屈服应力 380.0 MPa,开始屈服进入塑性状态;当 $t=8.00$ s 时,1#桩内距桩顶 1.26 m 处出现塑性铰,此处钢筋应力达到 382.4 MPa,且在当 $t=10.00$ s 时,此处钢筋产生最大应力 391.6 MPa.0.4g Kobe 地震波的 $t=1.07$ s 时,4#桩桩顶处出现塑性铰,钢筋应力为 382.6 MPa,随后 $t=1.13$ s 时,3#桩桩顶出现塑性铰,钢筋应力为 392.2 MPa;当 $t=1.20$ s 时,1#桩距桩顶 10.84 m 处出现塑性铰,此处位于桩与岸坡交界面以下的 3 倍桩径处;当 $t=1.50$ s 时,3#桩距桩顶 7.58 m 处钢筋也进入塑性状态,此处位于桩与岸坡交界面以下 2.58 倍桩径处;当 $t=3.25$ s 时,5#桩桩顶钢筋应力为 398.7 MPa,达到塑性状态.高桩码头出现塑性铰的时间如图 10 所示.

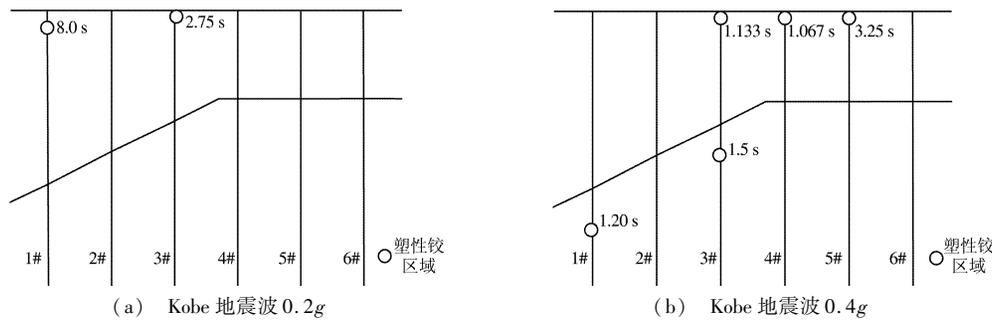


图 10 码头结构塑性铰时间
Fig. 10 Ocurring time of plastic hinges

可以看出,高桩码头结构在地震荷载作用下,危险截面在桩顶处和桩与岸坡交界面处.我国现行水运工程抗震设计规范和港口桩基规范中没有抗震设计中关于桩的专门规定,所以在遭受地震时,桩顶和桩与岸坡交界面处可能成为码头的薄弱部位,从而引起整个码头的破坏.建议修订我国水运工程抗震设计规范时,加强这方面的研究,增加桩头与承台之间的连接钢筋,加强桩内钢筋在板中的锚固.

2.4.5 岸坡土体残余位移 图 11 为高桩码头岸坡土体在受到 Kobe 0.4g 地震波作用后产生的残余位移.可以看出,虽然高桩码头下的岸坡无明显整体滑动迹象,但岸坡存在局部沉降,位于码头后方的路面和回填土有 120 ~ 290 mm 的下沉,而水平方向的变形较小.

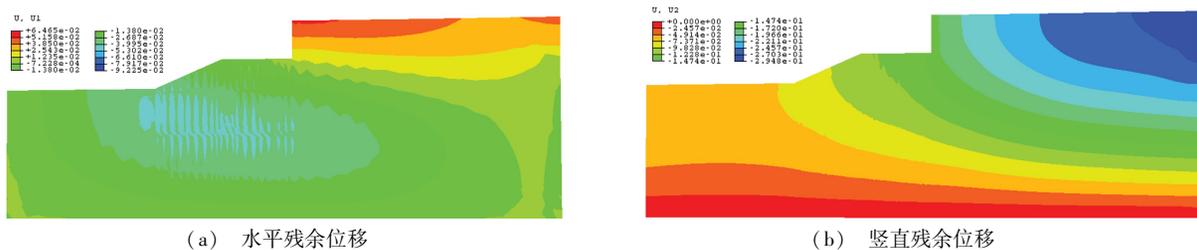


图 11 Kobe 地震波 0.4g 地震后岸坡土体的残余位移(单位: cm)
Fig. 11 Residual deformation of slope after Kobe 0.4g earthquake(unit: cm)

3 结 语

对钢筋混凝土直桩码头结构进行了地震时程分析,得出以下结论:①钢筋混凝土桩体中桩顶处和桩与岸坡交界面以下一定范围内是高桩码头的危险部位,内力较大容易达到塑性状态,设计中应重点考虑这些部位的抗震性能;②高桩码头结构地震破坏由应力状态控制,所以设计中控制码头结构体系中破坏发生的优先顺序和极限状态程度很重要.本文分析未考虑动水压力对结构的影响,饱和土体中由于孔隙水来不及排出而产生超静孔隙水压力,除了会对有效应力产生影响外,过大的超静孔隙水压力容易导致液化产生,对此将另作研究.

参 考 文 献:

[1] 连竞,宋向群.高桩码头动力特性及地震反应[J].港工技术,1991(1):7-11. (LIAN Jing, SONG Xiang-qun. Dynamic behavior and seismic response of pile-supported wharf structure[J]. Port Engineering Technology, 1991(1):7-11. (in Chinese))
 [2] 王守忠.高桩码头平移扭转耦联振动分析与地震反应[J].中国港湾建设,1989(1):1-12. (WANG Shou-zhong. Torsional vibration and seismic response of pile-supported wharf structure[J]. China Harbour Engineering, 1989(1):1-12. (in Chinese))

- [3] 龙炳煌, 雷立志. 高桩码头叉桩震害分析及设计建议[J]. 中国港湾建设, 2007(1): 7-10. (LONG Bing-huang, LEI Li-zhi. Seismic analysis and design suggestions batter-piles in pile-wharfs[J]. China Harbour Engineering, 2007(1): 7-10. (in Chinese))
- [4] YAN L P, ARULMOLI K K, WEISMAIR M, et al. Seismic soil-structure interaction analyses of an underwater bulkhead and wharf system[J]. Geotechnical Engineering for Transportation Projects, 2004(2): 547-555.
- [5] MAGEAU D W, CHIN K H. Finite element modeling of new marine terminal at the port of Tacoma[J]. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, 2001(8): 1-10.
- [6] VARUN, ASSIMAKI D. Integrating soil-structure interaction analyses of pile-supported wharfs in seismic risk management of port systems[J]. Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, 2008(4): 1-10.
- [7] TACIROGLU E, RHA C S, WALLACE J W. A robust macroelement model for soil-pile interaction under cyclic loads[J]. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 2006, 132(10): 1304-1314.
- [8] 高明, 赵颖, 靳道斌. 桩基码头抗震实验研究及动力分析[J]. 水利水运科学研究, 1981(4): 37-50. (GAO Ming, ZHAO Ying, JIN Dao-bin. Seismic experimental studies and dynamic analysis of pile supported piers[J]. Journal of Nanjing Hydraulic Research Institute, 1981(4): 37-50. (in Chinese))
- [9] NASON J M, STEPHEN E D, SCOTT M S. The seismic performance of piles in waterfront applications[J]. Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, 2001(6): 1-10.
- [10] MCCULLOUGH N J, DICKENSON S E, SCHLECHTER S M, et al. Centrifuge seismic modeling of pile-supported wharves[J]. Geotechnical Testing, 2007, 30(5): 1-11.
- [11] JTJ267-98, 港口工程混凝土结构设计规范[S]. (JTJ267-98, Design code for concrete structure of port & waterway engineering[S]. (in Chinese))

Nonlinear seismic response analysis of wharf structure considering soil-pile dynamic interaction

LI Ying, GONG Jin-xin

(The State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 110624, China)

Abstract: This paper presents nonlinear seismic response analysis of pile-supported wharf structure by using finite element software ABAQUS, with consideration of soil-pile dynamic interaction and dynamic nonlinearities of soil and concrete. And the study is also including analysis of the relative displacement, acceleration, shearing force and bending moment of wharf structure under different accelerations of ground motion, determination of the occurring time and sequence of plastic hinges of piles, and confirmation of the yield mechanism, weak location and failure mode of the structures; and then several structural design recommendations are proposed in the study on the basis of results mentioned above. Calculation results indicate that: (1) peak acceleration response firstly increases and then decreases with the height increasing; (2) peak relative displacements of piles increase gradually from the bottom; (3) the bending moments firstly increase and then decrease from the bottom of piles to the bank slope, however, they are opposite above; (4) at the top of piles the bending moments reach peak values and the shearing forces raise to maximums.

Key words: high-piled wharf; seismic analysis; numerical simulation; ABAQUS