

DOI: 10.16198/j.cnki.1009-640X.2018.05.005

高树飞, 冯云芬, 贡金鑫. 基于等效单自由度模型的高桩码头地震位移需求分析[J]. 水利水运工程学报, 2018(5): 30-40. (GAO Shufei, FENG Yunfen, GONG Jinxin. Seismic displacement demand analyses for pile-supported wharves based on equivalent single-degree-of-freedom models[J]. Hydro-Science and Engineering, 2018(5): 30-40. (in Chinese))

基于等效单自由度模型的高桩码头地震位移需求分析

高树飞¹, 冯云芬¹, 贡金鑫²

(1. 聊城大学 建筑工程学院, 山东 聊城 252000; 2. 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: 在基于位移的高桩码头抗震设计方法中, 准确合理地确定码头地震位移需求是关键。在位移需求分析方法中, 非线性时程分析方法可以很好地考虑地震动的不确定性, 但由于复杂的桩-土相互作用, 使得直接对码头结构进行时程分析的计算量较大。为简便确定码头地震位移需求, 提出了一种可用于码头非线性时程分析的等效单自由度模型。该模型可以很好地模拟码头的承载力和刚度退化以及土体耗能, 并可通过对码头结构进行往复加载分析来确定模型的恢复力特性。为验证所提出的等效单自由度模型的合理性和准确性, 以两个高桩码头为例, 选取 60 条地震波, 分别对码头及其等效单自由度模型进行非线性时程分析, 结果表明二者的最大位移相关性很好, 位移比的均值接近于 1, 且变异性很小。

关键词: 高桩码头; 基于位移的抗震设计; 地震位移需求; 等效单自由度模型; 非线性时程分析

中图分类号: U656.1⁺13 **文献标志码:** A **文章编号:** 1009-640X(2018)05-0030-11

基于位移的高桩码头抗震设计方法^[1]为美国多本规范和标准^[2-5]所采用。该方法要求给出结构在不同设计水准地震下结构的最大位移(位移需求), 以及结构在不同材料应变水平下的位移能力, 并通过比较位移需求与位移能力验算结构的抗震性能是否满足要求。码头位移需求是惯性作用下上部结构的最大位移反应, 在高桩码头抗震计算中, 桩-土相互作用的两部分, 即惯性作用(与结构质量有关)和运动作用(与岸坡变形有关), 是分开考虑的^[3,5]。目前确定高桩码头地震位移需求的常用方法有非线性静力需求分析(非线性 Pushover 分析)方法和非线性时程分析方法。

对于非线性静力需求分析方法, 在码头抗震标准中常用的为替代结构法, 即用一个等效单自由度体系代替原有结构, 等效体系的周期采用割线刚度计算, 体系的耗能用等效黏滞阻尼表征^[5]。替代结构法由于计算较为简便, 在高桩码头抗震计算中得到广泛应用^[6]。在替代结构法中, 计算结构的等效阻尼比是一个关键步骤, 而现行高桩码头抗震设计标准中采用的等效阻尼比公式未考虑土体对体系阻尼的贡献, 因而造成按规范公式计算得到的位移需求偏大^[7]; 另外, 不同标准采用的等效阻尼比计算公式并不相同, 而研究表明^[8]等效阻尼比计算公式对确定码头的位移需求有较大影响。此外, 替代结构法无法考虑地震动的不确定性。非线性时程分析方法采用逐步积分的方式计算结构的位移反应, 充分考虑了结构的弹塑性动力特性和地震动的不确定性, 但较为复杂。替代结构法本身就是针对非线性时程分析的复杂性提出的一种简化方法。对于高桩码头的非线性时程分析, 桩-土相互作用不可忽视, 一般利用非线性 Winkler 地基上的梁模型进行高桩码头地震反应分析^[2-5,9-10], 但计算量较大, 且较为复杂, 易出现不收敛的情况。这种情况在高桩码头易损性分析中变得尤为不利^[11-12], 因为通常需要采用大量地震动进行时程分析以确定码头的位移需求与地震动

收稿日期: 2017-12-14

基金项目: 山东省自然科学基金资助项目(ZR2018BEE046); 聊城大学博士科研启动基金资助项目(318051702, 318051533)

作者简介: 高树飞(1989—), 男, 安徽蚌埠人, 博士, 讲师, 主要从事港口工程结构抗震研究。

E-mail: gaoshufei@lcu.edu.cn

强度的统计关系。针对现有高桩码头位移需求评估方法存在的诸多不足,有必要开展研究以寻求一种简便、快捷并具有一定精确度的计算方法。

由于在对工程结构进行非线性时程分析时,原结构通常比较复杂,特别是当计算需要的是结构总体位移而不是构件或截面的地震反应时,故常将结构简化为等效单自由度体系进行分析,这不仅可降低计算难度,且可针对相对较多的地震动记录进行分析,较好地考虑地震动的不确定性^[13]。在高桩码头抗震计算中,对于沿码头纵向规则、对称的码头,可以取一个排架及其上部结构按平面问题求解。由于高桩码头上部结构的质量和刚度较大,故可考虑将其简化为单自由度模型。本文建议通过对规则、对称的高桩码头进行单调和往复加载确定结构的恢复力特性(骨架曲线和滞回特性),进而构建等效单自由度模型以代替原码头结构进行非线性时程分析以确定码头的位移需求;同时,以两个典型高桩码头为例,对比利用原型结构和相应的等效单自由度模型分别进行时程分析得到的位移需求,验证本文提出的等效单自由度模型用于确定高桩码头位移需求的合理性和准确性。

1 等效单自由度模型的建立及分析步骤

1.1 高桩码头体系及相应的等效单自由度模型

在高桩码头的水平地震反应分析中,常采用非线性 Winkler 地基上的梁模型模拟码头结构,如图 1(a)所示,土体用土弹簧代替,弹簧一端与桩节点连接,在 Pushover(推覆)分析中另一端固定,土弹簧的非线性由 p - y 曲线模拟,桩的非线性由沿桩身分布的塑性铰模拟。由于高桩码头上部结构的质量和刚度较大,故考虑将其简化为非线性单自由度模型进行地震反应分析,如图 1(b)所示。由于码头地震位移需求是惯性作用下上部结构的最大位移反应,故需求分析中可以不考虑岸坡对地震动的影响^[5]。

非线性单自由度模型在地震激励下的运动方程为:

$$m\ddot{\Delta} + c\dot{\Delta} + F_s(\Delta, \dot{\Delta}) = -m\ddot{\Delta}_g(t) \quad (1)$$

式中: m 为单自由度模型质量; c 为黏滞阻尼系数; $F_s(\Delta, \dot{\Delta})$ 为模型恢复力,即模型的荷载-变形关系; Δ , $\dot{\Delta}$ 和 $\ddot{\Delta}$ 分别为模型相对于地面的位移、速度和加速度; $\ddot{\Delta}_g(t)$ 为地面加速度时程。

只要将式(1)中的相关动力参数确定即可求解式(1)得到单自由度模型在地震作用下的最大位移,即位移需求。下文将详细介绍相关动力参数的确定方法。对于模型的恢复力,常用方法是对结构进行往复加载以确定其骨架线和滞回特性。

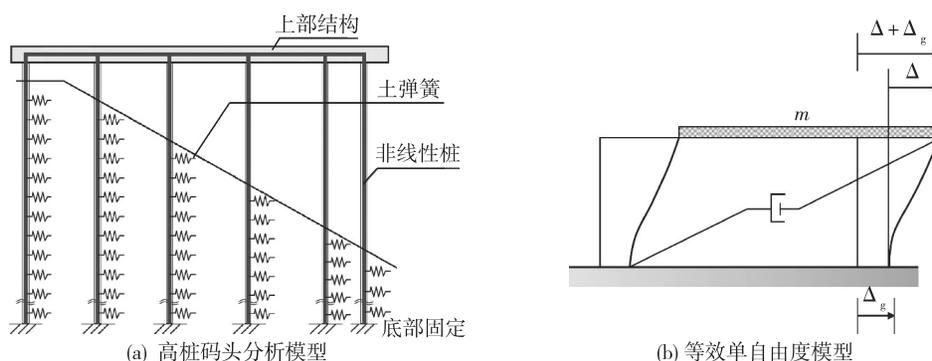


图 1 高桩码头分析模型和相应的单自由度模型

Fig. 1 Analytical model of pile-supported wharf and corresponding single-degree-of-freedom model

1.2 等效单自由度模型的恢复力特性

恢复力特性由骨架曲线和滞回规则构成。由于混凝土桩码头和钢管桩码头的结构特性存在较大差异,故考虑对两种结构分别进行分析以确定其相应的等效单自由度模型的恢复力特性。

1.2.1 混凝土桩码头

(1) 骨架曲线。文献[5]在 Pushover 分析中考虑了结构达到最大承载力后的退化,本文亦考虑这一现象。对于混凝土桩码头,建议等效单自由度模型采用如图 2 所示的三折线骨架线,由弹性段、强化段和软化段组成。骨架曲线由 5 个参数控制,分别为弹性刚度 K 、屈服位移 Δ_y 、峰值位移 Δ_{pk} 、强化段刚度系数 r_1 和软化段刚度系数 r_2 ($r_2 > 0$),其中弹性段的刚度为 K ,参考文献[3] 取为 Pushover 曲线原点到曲线上首个桩塑性铰形成点连线的斜率。当水平位移超过屈服位移 Δ_y 后,结构进入强化段,强化段刚度为 $r_1 K$;在位移 Δ_{pk} 时,结构达到峰值承载力 F_{pk} ,随后进入软化段,该段刚度为 $-r_2 K$ 。

一般而言,钢筋混凝土结构在单调荷载下的强度要高于循环荷载下的强度,这也为理论和试验研究所证实^[14]。但是在多数情况下,这种由循环荷载引起的强度退化并不显著,可以忽略。图 3 为 Walsh 和 Ashford^[15]对长滩港 3 号码头进行现场拟静力试验得到的 8 根群桩(预应力混凝土方桩)的桩顶荷载-位移曲线(1 kip=4.448 kN,1 in=2.54 cm)。由图 3 不难看出在多个荷载(位移加载)循环下结构的强度退化并不显著,可以忽略,故而建议在这种情况下可通过对单调荷载下的 Pushover 曲线进行三折线化以得到骨架线,如图 4 所示,从而简化计算。同时,这可以很好地与码头位移能力的确定结合起来,因为单调荷载下的 Pushover 分析常被用于确定位移能力。

(2) 滞回规则。确定骨架曲线后,有必要选取一种可以反映码头结构和土体滞回耗能的滞回规则。由图 3 可以看出,结构卸载刚度随着桩顶位移的增大逐渐减小,反向加载曲线近似与初始加载曲线的弹性段相交于一点,这一现象与图 2 所示的 Pivot 滞回模型较为类似,故考虑采用 Pivot 滞回模型描述混凝土桩码头的滞回特性,图 2 中 α 为控制卸载刚度的参数, β 为控制滞回环捏拢程度的参数。Pivot 滞回模型由 Dowell 等^[16]提出,用于确定钢筋混凝土柱、节点以及框架体系的滞回特性^[17],被大型结构分析软件 SAP2000 所采用。

虽然文献[16-17]给出了钢筋混凝土柱、节点和框架体系的 Pivot 滞回模型参数(α 和 β),但显然这些参数不适合高桩码头。为确定适合于高桩码头的 Pivot 滞回模型参数,文献[18]对典型的全直桩梁板式码头进行低周反复加载数值分析,并在码头建模过程中考虑桩和土体的非线性,得到了式(2)~(5),其中式(2)和(3)适用于灌注桩码头,式(4)和(5)适用于 PHC 管桩码头;如果码头结构形式和岸坡土体类型与文献[18]中的研究对象相差较大,可参考文献中的方法确定 α 和 β 。

$$\text{灌注桩码头:} \quad \alpha = \begin{cases} 6.464\rho_{sl} + 4.206 & \text{砂土} \\ 8.241\rho_{sl} + 11.176 & \text{黏土} \end{cases} \quad (2)$$

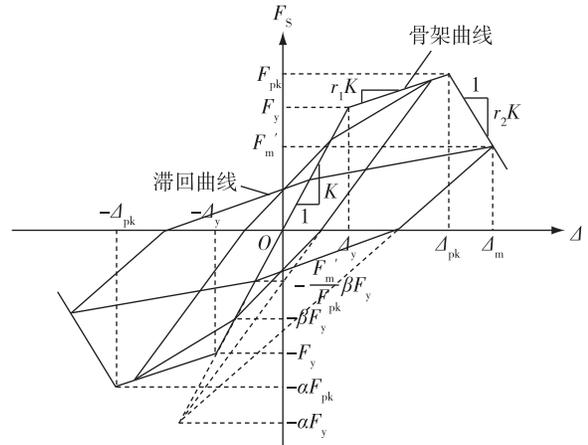


图 2 骨架曲线和 Pivot 滞回模型

Fig. 2 Backbone curve and Pivot hysteretic model

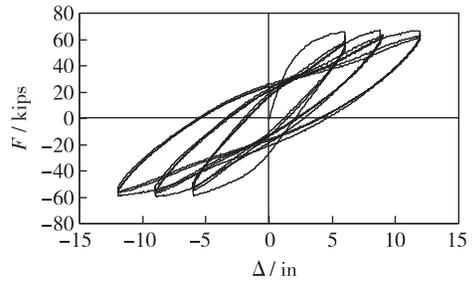


图 3 8 根群桩的荷载-变形曲线

Fig. 3 Load-displacement curve of 8-pile group

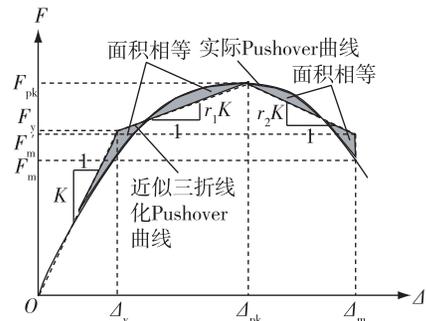


图 4 Pushover 曲线的折线化

Fig. 4 Pushover curve linear approximation

$$\beta = \begin{cases} 0.703\rho_{sl}^{0.284} & \text{砂土} \\ 0.627\rho_{sl}^{0.251} & \text{黏土} \end{cases} \quad (3)$$

PHC 管桩码头:

$$\alpha = \begin{cases} 3.784\rho_{sp} - 0.452 & \text{砂土} \\ 6.159\rho_{sp} + 2.702 & \text{黏土} \end{cases} \quad (4)$$

$$\beta = \begin{cases} 0.347\rho_{sp}^{1.065} & \text{砂土} \\ 0.324\rho_{sp}^{0.795} & \text{黏土} \end{cases} \quad (5)$$

式中: ρ_{sl} 为灌注桩中纵筋的配筋率; ρ_{sp} 为 PHC 管桩中预应力筋的配筋率; “砂土”指岸坡由砂土组成或岸坡土层中砂土层占多数, “黏土”的含义类似。

1.2.2 钢管桩码头

(1) 骨架曲线。与混凝土桩码头类似, 考虑采用单调荷载下钢管桩码头的 Pushover 曲线作为其等效单自由度模型的骨架曲线。目前, 尚无钢管桩码头低周往复试验研究, 文献[18]通过对码头进行数值分析后认为, 单调荷载下钢管桩码头的 Pushover 曲线可用式(6)表示。

$$F = \begin{cases} bF_1 \ln [a(\Delta/\Delta_1) + 1] & \Delta \geq 0 \\ -bF_1 \ln [a(-\Delta/\Delta_1) + 1] & \Delta < 0 \end{cases} \quad (6)$$

对于黏土, a 和 b 也可分别按式(7)和(8)确定。与混凝土桩码头一样, 如果码头的结构形式和岸坡土体类型与文献[18]中的研究对象相差较大, 可参考文献中的方法确定相关参数。

$$a = 0.053 7s_u + 1.471 0 \quad (7)$$

$$b = -0.005 5s_u + 0.896 3 \quad (8)$$

式中: Δ_1 和 F_1 分别为首个桩塑性铰形成时的上部结构水平位移和水平力; a 和 b 为参数, 可按表 1 确定; s_u 为黏土的不排水抗剪强度。

表 1 参数 a 和 b 的取值

Tab. 1 Values for parameters a and b

土体类型	砂土	黏土		
		$s_u = 20 \text{ kPa}$	$s_u = 40 \text{ kPa}$	$s_u = 60 \text{ kPa}$
a	1.691	2.571	3.565	4.718
b	1.006	0.793	0.665	0.574

注: s_u 的中间值可以通过线性插值确定 a 和 b 。

(2) 滞回规则。对于钢管桩码头的滞回特性, 文献[18]认为码头的滞回曲线可用图 5 所示的 Masing 准则^[19]进行模拟。

1.3 等效单自由度模型的质量和黏滞阻尼系数

文献[3]和我国《水运工程抗震设计规范》(JTS 146—2012)^[20]在计算地震惯性质量时, 两者均考虑上部结构质量和上部结构上外荷载的换算质量, 但对桩参与振动的质量的处理并不相同, 前者取桩顶至坡面以下 5 倍桩径范围内桩质量的 1/3, 后者按桩顶的约束条件取全部桩质量的一部分, 对于固接取 0.37, 铰接取 0.24。显然如果参照以上标准确定单自由度模型的质量将会得到不同的计算结果, 那么将对最终的位移需求产生一定影响。另外上述确定方法只是一种经验方法, 并不适用所有工程条件, 会带来一定误差。因此建议对建立的考虑桩-土相互作用的高桩码头模型进行振型分析, 选取对码头横向反应贡献最大(振型参与系数最大)的振型对应的自振周期 T , 再根据 Pushover 曲线原点到曲线上首个桩塑性铰形成点连线的斜率确定的弹性刚度 K , 按下式确定单自由度体系的质量 m :

$$m = KT^2 / (4\pi^2) \quad (9)$$

得到单自由度体系的质量后, 可按下式计算黏滞阻尼系数 c :

$$c = 2m\omega\xi \quad (10)$$

式中: ω 为固有振动圆频率, $\omega = 2\pi/T$; ξ 为阻尼比, 取 5%, 这一取值为文献[5]和[20]所采用, 本文亦采用

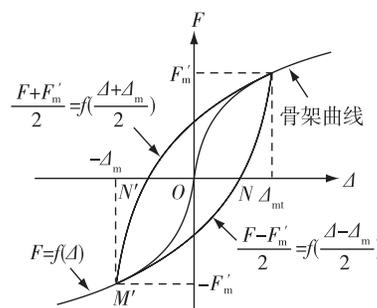


图 5 Masing 准则

Fig. 5 Masing rule

该值来考虑码头体系在弹性范围内的黏滞阻尼,而体系在非线性范围内的滞回阻尼则通过体系的滞回模型予以体现。

1.4 分析步骤

综上所述,对于沿码头纵向规则、对称的高桩码头,可以通过将码头简化为单自由度模型进行需求分析,简便计算码头的最大位移,分析步骤如下:

(1) 对考虑了竖向荷载的高桩码头施加单调的水平侧向力(位移加载),得到荷载-变形曲线(Pushover 曲线)以及首个塑性铰形成时的位移和水平力。

(2) 对高桩码头进行往复加载,得到码头的滞回曲线,确定等效单自由度体系的骨架曲线(滞回曲线的包络线)并选择合适的滞回模型,而对于大多数可以忽略循环荷载下强度退化的情况,可直接采用 Pushover 曲线作为骨架曲线;对于混凝土桩和钢管桩码头,可分别采用 Pivot 滞回模型和 Masing 准则模拟码头的滞回特性,相关参数的取值可参考 1.2 节确定。

(3) 对码头进行振型分析,得到等效单自由度模型在弹性范围内的自振周期 T ,进而确定单自由度模型的质量 m 和黏滞阻尼系数 c ,近似计算时也可按照规范的经验方法确定 m 。

(4) 根据得到的骨架曲线、滞回模型、质量和黏滞阻尼系数,按照规范或工程需要选取 1 组地震动,然后采用相关数值方法(如 Newmark- β 法)求解式(1),得到单自由度模型的位移反应时程,进而确定最大位移,即可得到高桩码头在设计地震下的位移需求。

2 案例验证

2.1 验证步骤

由于非线性时程分析的精度较高,为验证本文所提出的等效单自由度模型的合理性和准确性,选取了 60 条地震动记录,对两个高桩码头和相应的等效单自由度模型分别进行非线性时程分析以确定其最大位移,并将二者的最大位移进行对比。具体验证步骤如下:(1) 选取 1 组地震动记录;(2) 按 1.4 节所述的分析步骤计算每一条地震动下等效单自由度模型的位移需求 Δ_{STHA} ;(3) 采用非线性时程分析法确定每一条地震动下码头的位移需求 Δ_{NTHA} ;(4) 计算 Δ_{NTHA} 与 Δ_{STHA} 的比值 Δ_R 及相关系数 ρ_{Δ} , $\Delta_R = \Delta_{NTHA} / \Delta_{STHA}$,并计算 Δ_R 的平均值 $\bar{\Delta}_R$ 及变异系数 δ_{Δ_R} 。

2.2 案例 I

码头断面如图 6 所示,码头宽 28.5 m,排架间距 6.3 m。面板厚 0.45 m,横梁高 1.8 m,宽 1.5 m;前边梁高 1.8 m,宽 1.5 m;轨道梁高 1.8 m,宽 1.6 m;中纵梁高 1.8 m,宽 1.5 m;后边梁高 1.8 m,宽 1.5 m,码头面堆载为 40 kPa。当地平均海平面为 1.2 m,基岩面高程为 -34.5 m。桩采用直径为 800 mm 的灌注桩,桩截面配有 20 根直径为 20 mm 的 HRB400 钢筋,纵筋配筋率 $\rho_{sl} = 1.25\%$;螺旋箍筋采用 HPB300,间距为 200 mm。岸坡土体类型为砂土,砂土内摩擦角为 38° 。为充分考虑地震动不确定性的影响,从美国太平洋地震工程研究中心强震数据库(PEER Ground Motion Database)选取 60 条地表地震波,如表 2 所示。选取的原则如下:(1) 等效剪切波速 $\bar{v}_s > 180$ m/s;(2) $PGA > 0.20g$ 。

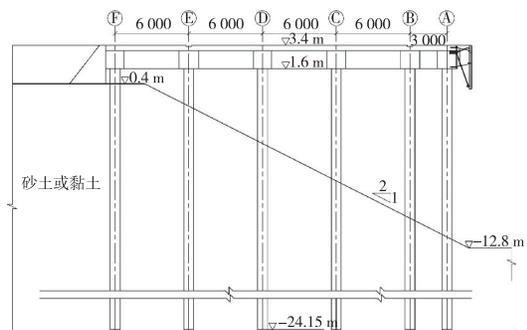


图 6 码头断面(单位: mm)

Fig. 6 Section of wharf (unit: mm)

表2 地震动记录

Tab. 2 Ground motion records

编号	地震名称	台站	M_w	R_{mp}/km	$\bar{v}_s / (\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$	PGA/ g	持时/s
1	1989 Loma Prieta	Alameda Naval Air Stn Hanger	6.9	71.00	190	0.268	29.590
2	1989 LomaPrieta	Branciforte Dr.	6.9	10.70	376	0.481	19.965
3	1989 LomaPrieta	Hollister South and Pine Streets	6.9	27.90	371	0.371	55.880
4	1989 LomaPrieta	Capitola	6.9	15.23	289	0.511	39.990
5	1989 LomaPrieta	Sunnyvale, 1695 Colton Ave.	6.9	24.20	268	0.207	37.790
6	1989 LomaPrieta	Saratoga - Aloha Ave	6.9	8.50	381	0.515	39.990
7	1989 LomaPrieta	Gilroy Array #7, Mantelli Ranch	6.9	22.70	334	0.323	38.395
8	1989 LomaPrieta	Gilroy Array #3, Sewer Farm A	6.9	12.80	350	0.555	38.830
9	1989 LomaPrieta	Oakland, outer harbor wharf, 14th St.	6.9	74.30	249	0.269	39.980
10	1989 LomaPrieta	Stanford University, Parking garage	6.9	30.40	371	0.220	35.400
11	1994 Northridge	Arleta -Nordhoff Fire Sta	6.7	8.66	298	0.345	39.980
12	1994 Northridge	Los Angeles, 607 Westmoreland Ave.	6.7	26.70	315	0.362	28.830
13	1994 Northridge	Beverly Hills - 14145 Mulholland	6.7	17.15	356	0.443	29.980
14	1994 Northridge	Canoga Park - Topanga Can	6.7	14.70	267	0.358	24.980
15	1994 Northridge	Canyon Country - W LostCany	6.7	12.44	326	0.404	19.980
16	1994 Northridge	Castaic -Old Ridge Route	6.7	20.72	450	0.568	39.980
17	1994 Northridge	Glendale - Las Palmas	6.7	22.21	371	0.365	29.980
18	1994 Northridge	Canyon Country, 16628 W. LostCanyon Rd.	6.7	12.40	309	0.410	19.830
19	1994 Northridge	LosAngeles, University Hospital	6.7	34.20	376	0.493	34.220
20	1994 Northridge	LA -Centinela St	6.7	28.30	322	0.449	29.980
21	1994 Northridge	Sylmar, County Hosp. Parking Lot	6.7	5.30	441	0.604	39.300
22	1994 Northridge	Los Angeles, Obregon Park	6.7	37.40	349	0.563	39.460
23	1994 Northridge	N Hollywood - Coldwater Can	6.7	12.51	326	0.309	21.910
24	1994 Northridge	Newhall - FireSta	6.7	5.92	269	0.583	39.980
25	1995 Kobe	Kakogawa	6.9	22.50	312	0.240	40.950
26	1995 Kobe	Shin-Osaka	6.9	19.15	256	0.225	40.950
27	1979 Imperial Valley	El Centro Array 8, 95 E. Cruikshank Rd.	6.5	3.90	206	0.454	36.715
28	1979 Imperial Valley	Bonds Corner, Hwys 115&98	6.5	2.70	223	0.775	36.735
29	1979 Imperial Valley	SAHOPCasa Flores	6.5	9.60	339	0.506	14.100
30	1979 Imperial Valley	Agrarias	6.5	0.70	275	0.370	27.920
31	1979 Imperial Valley	Calexico Fire Station	6.5	10.50	231	0.275	37.020
32	1979 Imperial Valley	Chihuahua	6.5	7.30	275	0.254	38.780
33	1979 Imperial Valley	Delta	6.5	22.00	275	0.238	96.000
34	1992 Landers	Coolwater	7.3	19.70	271	0.417	27.492
35	1992 Landers	JoshuaTree, Fire Station	7.3	11.00	379	0.284	43.980
36	1992 Landers	Yermo Fire Station	7.3	23.60	354	0.245	43.960
37	1999 Kocaeli Turkey	Sakaya	7.5	3.10	471	0.376	29.610
38	1999 Kocaeli Turkey	Yarimeca	7.5	4.80	297	0.349	29.465
39	1999 Chi-Chi, Taiwan	TCU079-090	7.6	11.00	364	0.743	65.755
40	1999 Chi-Chi, Taiwan	TCU095-000	7.6	45.20	447	0.712	69.135
41	1999 Chi-Chi, Taiwan	WGK-000	7.6	10.00	259	0.484	52.395
42	1999 Chi-Chi, Taiwan	TCU067-000	7.6	0.60	434	0.325	65.925
43	1999 Chi-Chi, Taiwan	TCU078-090	7.6	8.20	443	0.444	66.435
44	1999 Chi-Chi, Taiwan	CHY101-000	7.6	10.00	259	0.440	67.595

(续表)

编号	地震名称	台站	M_w	R_{rup}/km	$\bar{v}_s / (\text{m} \cdot \text{s}^{-1})$	PGA/g	持时/s
45	1999 Chi-Chi, Taiwan	TCU095-090	7.6	45.20	447	0.379	68.235
46	1999 Chi-Chi, Taiwan	CHY041-000	7.6	19.80	492	0.639	67.520
47	1999 Chi-Chi, Taiwan	CHY088-000	7.6	37.50	273	0.216	63.880
48	1999 Chi-Chi, Taiwan	TCU079-000	7.6	11.00	364	0.393	66.490
49	1999 Chi-Chi, Taiwan	CHY036-090	7.6	16.10	233	0.294	73.420
50	1999 Chi-Chi, Taiwan	CHY101-090	7.6	10.00	259	0.353	67.030
51	1987 Whittier Narrows	Tarzana, Cedar Hill Nursery A	6.0	41.20	257	0.644	38.775
52	1987 Whittier Narrows	Garvey Reservoir Control Building	6.0	14.50	468	0.457	25.365
53	1987 Whittier Narrows	Los Angeles, Obregon Park	6.0	15.20	349	0.450	38.065
54	1987 Superstition Hills	Superstition Mountain, Site 8	6.5	5.60	362	0.682	22.130
55	1987 Superstition Hills	El Centro, Parachute Test Site	6.5	1.00	349	0.377	22.300
56	1987 Superstition Hills	Poe Road-temporary	6.5	11.20	208	0.446	22.290
57	1987 Superstition Hills	El Centro, Imperial Co. Center grounds	6.5	18.20	192	0.358	39.140
58	1987 Superstition Hills	Bonds Corner, Hwys 115&98	6.5	39.00	223	0.281	14.990
59	1987 Superstition Hills	Westmorland	6.5	13.00	194	0.211	38.580
60	1987 Superstition Hills	Calexico Fire Station	6.5	28.90	231	0.210	14.990

注:表中 M_4 为矩震级, R_{rup} 为断层距, PGA 为峰值地面加速度。

由于结构沿纵向对称,取 1 个排架进行分析。采用非线性 Winkler 地基上的梁模型模拟码头结构,如图 1 (a)所示,模型由大型有限元软件 SAP2000 建立。采用土弹簧模拟桩-土相互作用,并用塑性铰模拟桩的非线性。对码头进行 Pushover 分析,得到荷载-变形曲线,并按图 4 对其进行三折线化(如图 7),可得到等效单自由度模型的骨架曲线。按式(2)和(3)计算可得 $\alpha = 12.29$, $\beta = 0.75$,由此可确定等效单自由度模型的滞回规则。对码头进行振型分析,得到对码头横向反应贡献最大的振型对应的固有周期 $T = 0.5469 \text{ s}$ 。根据 Pushover 曲线确定的弹性刚度 $K = 5.5369 \times 10^4 \text{ kN/m}$,由式(9)得 $m = 4.195 \times 10^5 \text{ kg}$,再由式(10)可得 $c = 481.94 \text{ kN} \cdot \text{s/m}$ 。由确定的骨架曲线、滞回模型、质量和黏滞阻尼系数,可建立单自由度动力分析模型。

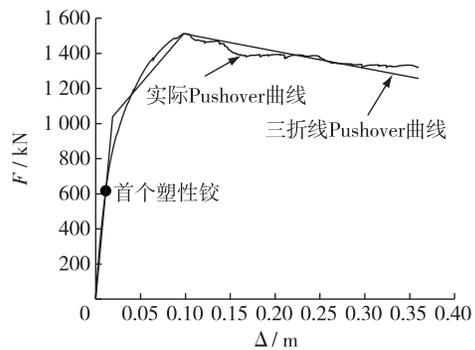


图 7 灌注桩码头的 Pushover 曲线

Fig. 7 Pushover curves for cast-in-situ pile-supported wharf

采用表 2 中的地震波,分别对单自由度模型和码头体系进行时程分析,得到每条波下单自由度模型和码头最大位移 Δ_{STHA} 及 Δ_{NTHA} 。在对码头进行时程分析时,采用 Rayleigh 阻尼考虑体系在弹性范围内的阻尼,阻尼比取 5%。图 8 给出了表 2 中每条地震动下等效单自由度模型和码头的最大位移 Δ_{STHA} 和 Δ_{NTHA} 及其相关系数 ρ_Δ 。由图 8 可知,等效单自由度模型的最大位移与码头的最大位移的相关性较好,接近于 1。图 9 为单自由度模型和码头横梁在编号为 28 的地震波作用下的位移时程,可见两者的吻合程度较好,说明提出的单自由度模型能够很好地反映码头的动力特性。图 10 为编号为 28 的地震波作用下单自由度模型的荷载-变形曲线。图 11 给出了位移比 Δ_R 的频率直方图以及相应的平均值和变异系数。由图 11 可以看出,由等效单自由度模型得到的 Δ_{STHA} 与码头的 Δ_{NTHA} 的比值接近于 1,且变异系数很小,准确性较好。

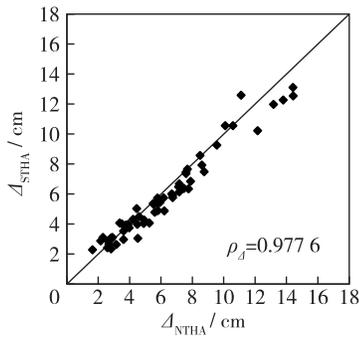


图 8 案例 I 的最大位移 Δ_{STHA} 和 Δ_{NTHA}

Fig. 8 Maximum displacements Δ_{STHA} and Δ_{NTHA} for case study I

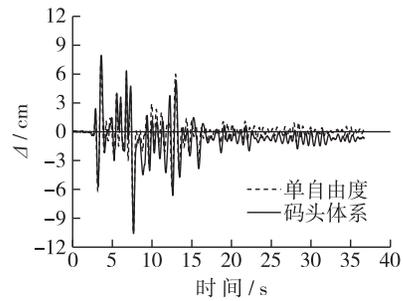


图 9 单自由度模型和码头位移反应

Fig. 9 Displacement response of SDOF model and wharf

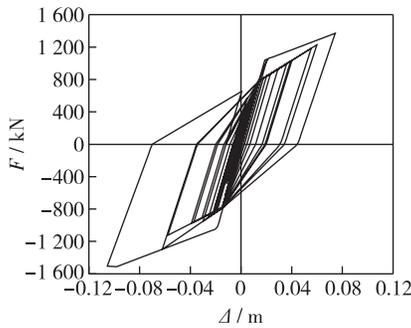


图 10 单自由度模型的荷载-变形曲线

Fig. 10 Load-deformation curves of SDOF model

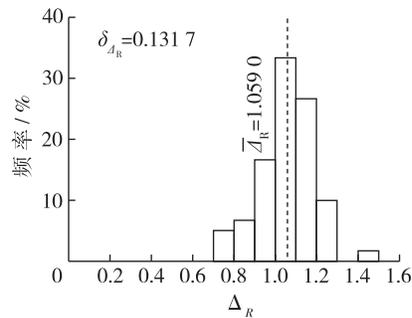


图 11 案例 I 位移比 Δ_R 的频率直方图

Fig. 11 Frequency histograms for displacement ratio Δ_R of case study I

2.3 案例 II

码头断面仍采用图 6 所示的断面图,但桩采用直径 800 mm 的钢管桩,壁厚 10 mm,钢管桩采用 Q345 钢材。岸坡土体类型为砂土,砂土内摩擦角为 30° 。对高桩码头进行 Pushover 分析,得到荷载变形曲线。并按式(6)确定近似的 Pushover 曲线,如图 12 所示,可得到等效单自由度模型的骨架曲线,模型的滞回特性采用 Masing 准则模拟。对高桩码头进行振型分析,得到对码头横向反应贡献最大的振型对应的固有周期 $T = 0.7580$ s。根据 Pushover 曲线确定的弹性刚度 $K = 2.3603 \times 10^4$ kN/m,由式(9)得 $m = 3.435 \times 10^5$ kg,再由式(10)可得 $c = 284.75$ kN · s/m。由确定的骨架曲线、滞回模型、质量和黏滞阻尼系数,可建立单自由度动力分析模型。

仍然采用表 2 中的地震动,分别对单自由度模型和码头体系进行时程分析,得到每条地震波下单自由度模型和码头的最大位移 Δ_{STHA} 及 Δ_{NTHA} 。在对码头体系进行时程分析时,采用 Rayleigh 阻尼考虑体系在弹性范围内的阻尼,阻尼比取 5%。图 13 给出了表 2 中每条地震动下等效单自由度模型和码头的最大位移 Δ_{STHA} 和 Δ_{NTHA} 及其相关系数 ρ_Δ ;可以看出, Δ_{STHA} 和 Δ_{NTHA} 的相关性较好。图 14 为单自由度模型和码头横梁在编号为 28 的地震动作用下的位移时程;可以看出两者的吻合程度较好,说明提出的等效单自由度模型能很好地反映了钢管桩码头的动力特性。图 15 为编号为 28 的地震动作用下单自由度模型的荷载-变形曲线。图 16 给出了位移比 Δ_R 的频率直方图以及相应的平均值和变异系数。由图 16 可以看出,由等效单自由度模型得到的 Δ_{STHA} 与码头的 Δ_{NTHA} 的比值接近于 1,且变异系数很小,准确性很好。

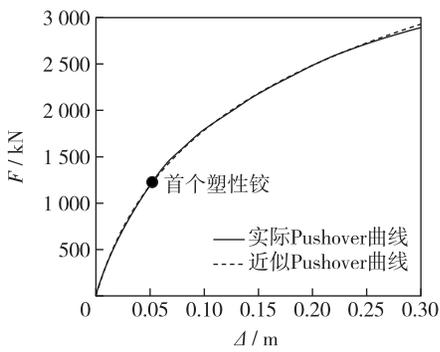


图 12 钢管桩码头的 Pushover 曲线

Fig. 12 Pushover curve for steel

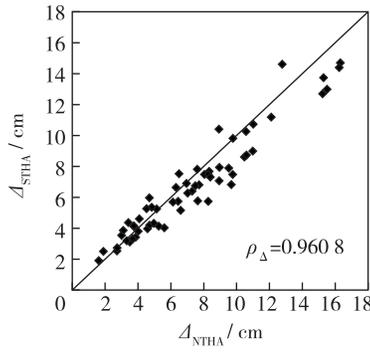


图 13 案例 II 的最大位移 Δ_{STHA} 和 Δ_{NTHA}

Fig. 13 Maximum displacements Δ_{STHA} and Δ_{NTHA} for case study II

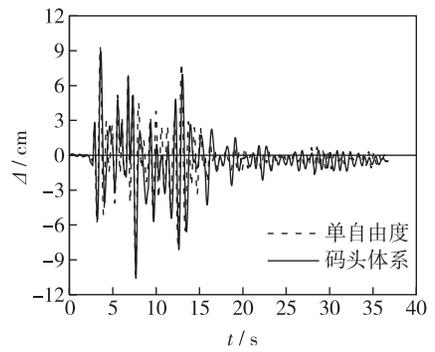


图 14 单自由度模型和码头的位移反应

Fig. 14 Displacement response of SDOF model and wharf

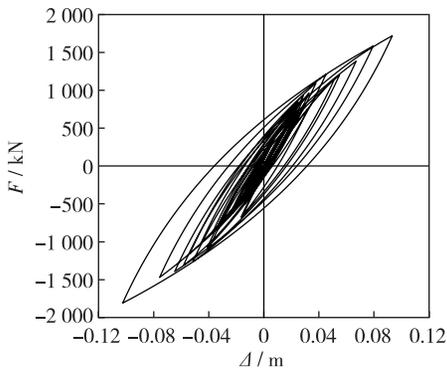


图 15 单自由度模型的荷载-变形曲线

Fig. 15 Load-deformation curves of SDOF model

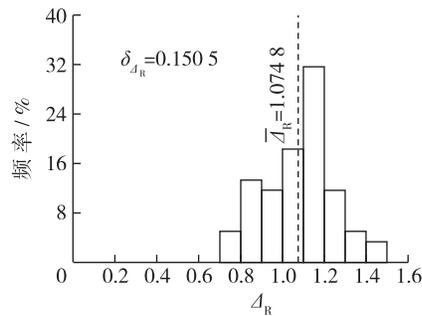


图 16 案例 II 位移比 Δ_r 的频率直方图

Fig. 16 Frequency histogram for displacement ratio Δ_r of case study II

3 结 语

针对现有高桩码头位移需求计算方法存在的不足,提出一种可用于时程分析的单自由度模型。该模型通过对码头进行单调和往复加载分析后得到,并通过两个高桩码头案例验证了其合理性和准确性。该模型可适用于沿纵向对称、规则的码头。经过研究分析得出以下结论:

(1) 将原码头结构等效为单自由度模型,使得多自由度体系的位移反应计算简化为对单自由度体系的求解,不仅大大提高了计算效率,而且计算结果具有足够高的精度,特别适用于需要采用大量地震动记录的情况,如码头的易损性分析。

(2) 对于大多数情况而言,循环荷载引起的码头结构强度退化可以近似忽略,采用单调荷载下的 Pushover 曲线可以反映码头的承载能力。

(3) Pivot 滞回模型可以很好地模拟混凝土桩码头的滞回特性,该模型的参数较少且易于确定,并具有很强的适应性;采用 Masing 准则模拟钢管桩码头的滞回特性是可行的,利用单一的公式可以描述钢管桩码头的 Pushover 曲线。

(4) 码头上部结构的位移时程与等效单自由度模型的位移时程有较强的相似性,进一步说明了将码头简化为单自由度模型进行地震反应分析的合理性。

参 考 文 献:

- [1] 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. (GAO Shufei, GONG Jinxin. Displacement-based seismic design method for pile-supported wharf[J]. Port and Waterway Engineering, 2014(10): 39-46. (in Chinese))
- [2] California Building Code. Chapter 31F Marine oil terminal engineering and maintenance standards (MOTEMS)[S].
- [3] Port of Long Beach. Wharf design criteria (Version 3.0)[S]. 2015.
- [4] The Port of Los Angeles. Code for seismic design, repair, and upgrade of container wharves[S]. 2010.
- [5] ASCE/COPRI 61-14 Seismic design of piers and wharves[S].
- [6] GAO Shufei, GONG Jinxin, FENG Yunfen. Equivalent damping for displacement-based seismic design of pile-supported wharves with soil-pile interaction[J]. Ocean Engineering, 2016, 125: 12-25.
- [7] 高树飞, 贡金鑫, 冯云芬. 考虑桩土相互作用的高桩码头体系等效阻尼比及 Pushover 分析[J]. 海洋工程, 2015, 33(5): 24-34. (GAO Shufei, GONG Jinxin, FENG Yunfen. Equivalent damping ratio and pushover analysis for pile-supported wharf system considering pile-soil interaction[J]. The Ocean Engineering, 2015, 33(5): 24-34. (in Chinese))
- [8] 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(5): 1-14. (GAO Shufei, GONG Jinxin, FENG Yunfen. Influencing factors of pushover analysis for open type wharf with standing[J]. Hydro-Science and Engineering, 2015(5): 1-14. (in Chinese))
- [9] 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, 35(3): 14-20. (GAO Shufei, GONG Jinxin. Nonlinear time-history analysis of pile-supported wharf based on model of beam on Winkler foundation[J]. China Harbour Engineering, 2015, 35(3): 14-20. (in Chinese))
- [10] DONAHUE M J, DICKENSON S E, MILLER T H, et al. Implications of the observed seismic performance of a pile-supported wharf for numerical modeling[J]. Earthquake Spectra, 2005, 21(3): 617-634.
- [11] YANG C, DESROCHES R, RIX G. Numerical fragility analysis of vertical-pile-supported wharves in the western United States [J]. Journal of Earthquake Engineering, 2012, 16(4): 579-594.
- [12] TORKAMANI H H, BARGI K, AMIRABADI R. Seismic vulnerability assessment of pile-supported wharves using fragility curves[J]. Structure and Infrastructure Engineering: Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance, 2014, 10(11): 1417-1431.
- [13] FEMA 440 Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures[S].
- [14] KOUTROMANOS I, STAVRIDIS A, SHING P B, et al. Numerical modeling of masonry-infilled RC frames subjected to seismic loads[J]. Computers and Structures, 2011, 89(11): 1026-1037.
- [15] WALSH S M, ASHFORD S A. Full-scale lateral load testing of Pier 3 at the port of Long Beach[R]. San Diego: University of California at San Diego, 2004.
- [16] DOWELL R K, SEIBLE F, WILSON E L. Pivot hysteresis model for reinforced concrete members[J]. ACI Structural Journal, 1998, 95(5): 607-616.
- [17] SHARMA A, ELIGEHAUSEN R, REDDY G R. Pivot hysteresis model parameters for RC columns, joints and structures[J]. ACI Structural Journal, 2013, 110(2): 217-227.
- [18] GAO Shufei, GONG Jinxin, FENG Yunfen. Equivalent damping ratio equations in support of displacement-based seismic design for pile-supported wharves[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2017, 21(3): 493-530.
- [19] 陈国兴. 岩土地震工程学[M]. 北京: 科学出版社, 2007. (CHEN Guoxing. Geotechnical earthquake engineering[M]. Beijing: Science Press, 2007. (in Chinese))
- [20] JTS 146—2012 水运工程抗震设计规范[S]. (JTS 146—2012 Code for seismic design of water transport engineering[S]. (in Chinese))

Seismic displacement demand analyses for pile-supported wharves based on equivalent single-degree-of-freedom models

GAO Shufei¹, FENG Yunfen¹, GONG Jinxin²

(1. School of Architecture and Civil Engineering, Liaocheng University, Liaocheng 252000, China; 2. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China)

Abstract: In the displacement-based seismic design method for the pile-supported wharves, the key is to determine seismic displacement demand accurately and reasonably. In the displacement demand analysis methods, the nonlinear time-history analysis method can address the uncertainty of the ground motion well. However, due to the complex pile-soil interaction, the computation cost will be huge when the time-history analysis is carried out directly on the wharf structures. In order to estimate the seismic displacement demands of the pile-supported wharves with simplicity, an equivalent single-degree-of-freedom (SDOF) model for nonlinear time history analysis is proposed in this study. The simplified model is able to represent the deterioration of strength and stiffness for the wharf, as well as the dissipated energy of soil, whose restoring force is determined by the cyclically lateral loading analysis. To validate the applicability and accuracy of the proposed SDOF model, the nonlinear time history analyses of two typical wharves and counterpart SDOF models are carried out to compute the maximum displacements with an ensemble of 60 earthquake wave records, respectively. The validation process reveals that the displacements from the SDOF models correlate well with those of wharves, and the average values of their displacement ratios are close to unity with relatively low variability.

Key words: pile-supported wharves; displacement-based seismic design; seismic displacement demands; equivalent single-degree-of-freedom model; nonlinear time history analyses