文章编号:1000-8608(2011)06-0846-08

预应力高桩码头振型反应谱抗震分析

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:高桩码头结构非线性地震时程分析时由于桩群数量众多,计算量过大,需要采用简化 分析方法.首先介绍了超级桩的概念,将结构的桩群分组形成超级桩,用多个超级桩码头结构 替代原结构,超级桩的刚度取为采用 pushover 分析得到的高桩码头力-位移曲线上对应于目 标位移的割线刚度,阻尼采用等效阻尼,对超级桩模型进行弹性振型反应谱分析求解最大目 标位移.将算例简化方法分析结果与非线性时程反应分析结果进行了对比,发现数值比较接 近,表明超级桩模型可以用于估计地震下高桩码头的最大位移值,从而减少计算量.

关键词:高桩码头;抗震分析;超级桩;振型反应谱分析

中图分类号: U656.113 文献标志码: A

0 引 言

高桩码头是桩与板组合构成的混凝土结构, 适用于软土地基,在深水港口中得到了广泛应用. 这种结构由于刚度小,水平力作用下会产生较大 的变形,特别是全直桩结构,地震作用下的破坏通 常由位移所控制.如1995年日本阪神地震中,神 户港 Takahama 高桩码头由于受到强烈震动产生 较大位移而发生严重破坏^[1].因此,抗震设计中合 理计算高桩码头的变形及提高高桩码头结构的变 形能力非常重要.

国内外不少学者对高桩码头地震反应进行了 分析,Yan等^[2]采用有限差分计算程序 FLAC 对 洛杉矶港高桩码头体系进行了二维静力与动力 SSI 分析;Mageau等^[3]采用有限元程序 PLAXIS 对 Tacoma 港高桩码头进行了二维地震稳定与变 形分析,对不同地震作用下的地面运动和码头振 动进行了评估;Chin等^[4]采用极限平衡法/ Newmark法和数值分析法分别评估巴拿马高桩 码头在两种地震荷载水平作用下的地震响应; Varun等^[5]对简化非线性文克勒力学模型进行改 进和校正,采用海岸结构风险评估分析蒙特卡罗 模拟法,模拟计算了三维桩基码头的有效地震反 应预测值;国内龙炳煌等^[6]以塘沽新河外运码头 为例,采用 ANSYS 对码头结构进行时程分析.

规范中对于高桩码头变形的计算,国际航运 协会标准《港口结构抗震设计指南》[7]、美国《海洋 油码头》[8]和美国《长滩港抗震设计》[9]建议可采 用多振型反应谱法、拟静力分析法(pushover法) 和动力时程分析法. 拟静力分析法虽然比较简单, 但不能反映高桩码头的扭转变形:动力时程分析 法考虑了土和结构的弹塑性变形,认为是能够反 映高桩码头特性的分析方法,但计算比较复杂,占 用时间比较多,一般只用于比较复杂和重要的结 构,而相对来讲,多振型反应谱法是比较简单、省 时,又能反映码头动力特性的方法.但由于高桩码 头结构桩的数量很大,采用振型反应谱法进行分 析,仍会产生较大规模的矩阵,占用较多内存.因 此,《港口结构抗震设计指南》和《长滩港抗震设 计》提出了超级桩的概念,即将桩分组,每组按一 定规则合并为一个桩,称为超级桩,然后利用超级 桩构成的高桩码头结构进行多振型反应谱分析, 确定不同水准地震下高桩码头的最大位移.本文 采用超级桩的概念并结合 pushover 分析,对高桩 码头的多振型反应谱法进行研究.

收稿日期: 2010-04-04; 修回日期: 2011-05-04.

基金项目: 教育部创新团队资助项目(IRT0518).

作者简介: 李 颖(1982-),女,博士,E-mail:liying200154095@yahoo.com.cn;贡金鑫*(1964-),男,博士,教授,博士生导师, E-mail:gong_jx.vip@eyou.com.

1 模型建立

1.1 超级桩的概念

在我国《水运工程抗震设计规范》(JTJ 225-98)^[10]中,对于高桩码头,要求采用叉桩抵抗水平 地震力,而在美国的相关抗震标准、指南中,规定 不采用叉桩,因为叉桩提高了码头的水平刚度,使 码头周期变短,增大了码头的地震力,使码头结构 易于破坏,而全直桩结构柔度大、周期长,所受地 震力小,另外全直桩结构延性好,强烈地震下可通 过大变形吸收地震能量,避免码头整体倒塌,在美 国的全直桩码头中,各桩的功能是不同的,近海侧 桩群通常为重力桩(用G表示),主要承担竖向荷 载,同时承担少于10%的水平地震力,一般延性 要求不高;而近陆侧桩群(地震桩,用S表示)则承 担少量竖向荷载和大部分水平地震力,因此延性 要求非常高.高桩码头的这种抗震设计理念值得 我国学习.图1为高桩码头的断面图,图2为高桩 码头地震桩和重力桩的平面布置情况,图3为建 立超级桩结构的过程,图4为按图2的桩分组简 化得到的超级桩结构.

1.2 超级桩结构刚度的确定

不同的性能目标,对结构地震反应的要求不同.在较小的地震作用下,如果要求结构处于弹性











Fig. 3 Generation of super-pile locations



Fig. 4 Plan view of super-pile locations

状态,则直接按弹性刚度对结构进行振型反应谱分析;在较强的地震作用下,结构进入弹塑性状态,若进行反应谱分析可将结构等效为弹性体系, 采用割线刚度和等效阻尼比.

如前所述,用超级桩代替一组桩进行分析的 目的是减少分析中计算机的数据存储量和节省计 算时间,但用超级桩代替一组桩时,应使超级桩与 等效的组桩在某一方面具有相同的特性.本文的 方法是在规定的目标位移下,超级桩与等效的组 桩具有相同的刚度.具体做法是:

(1)对组桩在两个正交方向进行推覆,得到桩 在两个正交方向的荷载-变形曲线;

(2)确定目标位移下各桩的水平力;

(3)由下式计算超级桩在两个正交方向的刚度:

$$K_{x} = \sum_{i=1}^{\infty} F_{xi} / \Delta_{dx}; \quad K_{y} = \sum_{i=1}^{\infty} F_{yi} / \Delta_{dy} \quad (1)$$

式中: K_x 为X方向超级桩的刚度; K_y 为Y方向超级桩的刚度; F_x 为X方向第i根桩的水平力; F_{yi} 为Y方向第i根桩的水平力; Δ_{dx} 为X方向的目标 位移; Δ_{dy} 为Y方向的目标位移.图5示出了对组 桩进行推覆得到的荷载 - 变形曲线及超级桩的割 线刚度 k_e .

目标位移可根据设计中的不同要求确定.表

1 为《港口抗震设计指南》规定的高桩码头结构不 同极限状态下的应变值.根据这些应变值,可确定 码头面板的目标水平位移.

1.3 超级桩结构阻尼比的确定

对于钢筋混凝土结构,在较小的地震作用下, 如果要求结构处于弹性状态,阻尼比可取 0.05;在 较强的地震作用下,结构进入弹塑性状态,进行反 应谱分析时可将结构弹塑性反应的滞回耗能等效 为黏滞阻尼耗能,如图 6 所示.在图 6 中,假定结构



表1 不同极限状态桩的性能要求

Tab. 1 Defined performance levels for piles under different limited states

极限状态	混凝土纤维 极限压应变	钢筋拉应变	预应力 钢筋应变	混凝土最外层极限 应变(桩板塑性铰处)	混凝土最外层极限 应变(土内塑性铰处)
多遇地震(使用极限状态)	0.004	0.010	0.005	_	—
罕遇地震(损伤控制极限状态)	_	0.035	0.015	0.025	0.008

注:多遇地震为重现期 75 a 的地震,罕遇地震为重现期 475 a 的地震

卸载到 0 之前的卸载刚度 $k_u = k_i / \sqrt{\mu_d}$,其中 k_i 为 结构的初始刚度, μ_d 为位移为 Δ_d 时的延性系数, 表示为 $\mu_d = \Delta_d / \Delta_y$, Δ_y 为结构的屈服位移,参考文 献[2],可取为钢筋首次达到屈服应变或混凝土最 外层纤维压应变达到 0.002 时的位移.在给定的 位移 Δ_d 下,结构反向加载到与力 - 变形曲线相交 前的刚度为 k_e ,再反向加载时由与力 - 变形曲线相交 前的刚度为 k_e ,再反向加载时由与力 - 变形曲线 的交点指向(F_d , Δ_d)的反对称点($-F_d$, $-\Delta_d$),所 形成的滞回环的面积为结构加载和卸载一个周期 消耗的能量(图 6 的阴影区).等效阻尼比为结构 本身的黏滞阻尼比与等效滞回耗能阻尼比的和, 经过推导计算,得阻尼比计算公式:



图 6 等效阻尼比 *ξ*eff

Fig. 6 Effective damping ratio $\xi_{\rm eff}$

$$\xi_{\rm eff} = 0.05 + rac{1}{\pi} \Big(1 - rac{1-r}{\sqrt{\mu_{\rm d}}} - r \sqrt{\mu_{\rm d}} \Big) +$$

$$\frac{1}{2\pi} \times \frac{\left[\sqrt{\mu_{\rm d}} - r(\mu_{\rm d} - 1) - 1\right]^2}{\mu_{\rm d} - r(\mu_{\rm d} - 1) - 1} \qquad (2)$$

式中:r为塑性刚度与弹性刚度的比值(图 5).

1.4 超级桩位置的确定

在用一根超级桩代替一组桩时,除在目标位 移下超级桩具有与组桩相同的刚度外,超级桩还 应具有与组桩相同的扭转特性.这样可按下式确 定超级桩的位置:

$$X_{1,2} = \frac{\sum_{i=1}^{i} F_{xi} x_i}{\sum_{i=1}^{i} F_{xi}}; Y_{1,2} = \frac{\sum_{i=1}^{i} F_{yi} y_i}{\sum_{i=1}^{i} F_{yi}} \quad (3)$$

式中:*x_i* 为第*i* 根桩与结构中心 Y 方向的距离;*y_i* 为第*i* 根桩与结构中心 X 方向的距离.

按式(3)确定超级桩的相对位置后,即可得到 图 4 所示的超级桩模型.

2 振型反应谱分析

建立了超级桩模型后,可以采用弹性振型反 应谱法计算结构地震下的最大位移.由于各振型 的位移最大值并不出现在同一时刻且各振型对应 的频率密集,需要采用完整二次项组合法(CQC) 对各振型的最大位移进行组合.使用 CQC 法分 析线性动态问题时,要保证频率分析步中提取足 够数量的振型,判断标准是在主要运动方向上的 总有效质量要超过模型中运动单元质量的 90%. 本文采用下式计算高耦合振型的相关系数: $\rho_{i,k} = \frac{8\sqrt{\xi_i\xi_k}(\xi_i + \chi\xi_k)\chi^{3/2}}{(1-\chi^2)^2 + 4\xi_i\xi_k\chi(1+\chi^2) + 4(\xi_i^2 + \xi_k^2)\chi^2}$ (4)

式中:ξ_i、ξ_k 分别为振型 *i* 和振型 *k* 的阻尼比;χ 为 振型 *i* 固有频率与振型 *k* 固有频率的比值.

图 7 为高桩码头振型反应谱分析得出的不同 方向激励下的位移反应值,为使计算过程简化,可 以使用近似组合公式: $\Delta = \Delta_x + \lambda \Delta_y$ 和 $\Delta = \lambda \Delta_x + \Delta_y$, λ 值可取为 0.3 ~ 0.5.因此,在本文中求解最 大目标位移时,首先进行反应谱分析,求出 X 方 向激励下的 Δ_{xl} 和 Δ_{yl} ,Y 方向激励下的 Δ_{xt} 和 Δ_{yt} . 最大位移通过以下两种组合确定(取 $\lambda = 0.3$).

第1种组合:X方向位移+0.3Y方向位移 $\Delta_{x1} = \Delta_{x1} + 0.3\Delta_{x1}; \Delta_{y1} = \Delta_{y1} + 0.3\Delta_{y1}$ 第2种组合:Y方向位移+0.3X方向位移 $\Delta_{x2} = 0.3\Delta_{x1} + \Delta_{x1}; \Delta_{y2} = 0.3\Delta_{y1} + \Delta_{y1}$ 结构最终的最大位移取为

$$\Delta_{\rm d} = \max\left(\sqrt{\Delta_{x1}^2 + \Delta_{y1}^2}, \sqrt{\Delta_{x2}^2 + \Delta_{y2}^2}\right) \quad (5)$$



图 7 高桩码头地震反应谱分析 Fig. 7 Piled wharf structure response spectra analysis from seismic motions

3 实例分析

3.1 工程概况

图 8 为某深水港区对称式高桩码头结构断面 图,桩台宽 22.5 m,长 44 m. 桩台面板厚 430 mm,路面及磨耗层厚 70 mm. 桩台下桩的长度为 25.25 m,截面尺寸为 550 mm×550 mm. 混凝土 强度等级为 C40,弹性模量为 3.3×10⁴ MPa,泊 松比为 0.15,密度为 2 500 kg/m³. 桩中预应力钢 筋采用冷拉 III级钢筋,对称布置,每侧 2 ¢ 8,屈服 应力为 1 450 MPa,普通低碳钢钢筋采用 8 ¢ 28. 场地基本烈度为 8 度,场地类别为 III 类,设计地震 分组为第 2 组.

3.2 超级桩模型

根据《港口工程桩基规范》^[11]得出桩在Ⅲ类 场地土体中的嵌固深度为 3.2 m,根据图 8(a)的



Fig. 8 Schematic drawing of piled wharf structure

断面布置,将桩分为图 8(b)所示的 4 组,其中近 海侧的两组相同,称为 I 区;近陆侧的两组相同, 称为 II 区.由于我国现行《水运工程抗震设计规 范》(JTJ 225—98)中只有阻尼比为 0.05 时的反 应谱,不能用于其他阻尼比时的反应谱分析,本文 分析中采用《建筑抗震设计规范》^[12]中的反应谱. 按 8 度地震考虑,设计基本地震加速度为 0.3g.

图 9(a)、(b)分别为 C40 混凝土材料受压应 力-塑性应变关系曲线和受拉应力-塑性应变关系 曲线,图 10(a)、(b)分别为预应力钢筋及普通钢 筋应力-应变关系曲线.利用 ABAQUS 有限元软 件对 I 区和 II 区分别建立有限元模型,进行推覆, 确定力-位移曲线.图 11 为 I 区和 II 区在 X 方向 和 Y 方向的力-位移曲线.

表 2 为 I 区和 II 区在不同地震水平下的水平 力和位移,高桩码头近海侧超级桩的刚度为 k₁, 近陆侧超级桩的刚度为 k₂.表 3 为根据表 2 中不 同极限状态时的水平力和位移计算的 I 区和 II 区 在不同条件下超级桩的刚度和阻尼比.图 12(a)、 (b)分别为按多遇地震和罕遇地震下的目标位移 计算后得到的超级桩码头模型,图 13(a)、(b)分 别为两种超级桩码头有限元模型.





Fig. 11 Force-displacement curves for Zones I , II in directions X, Y

表2 Ⅰ区和Ⅱ区不同极限状态下水平力和位移

Tab. 2 Shear forces and displacements under different levels of earthquake for Zones I and II

地震	激励	I 区水平	IX	Ⅱ区水平	II⊠
水平	方向	力/N	位移/m	力/N	位移/m
多遇地震	X	941 712	0.091 000	1 390 000	0.078
	Y	850 794	0.096 900	$1 \ 429 \ 863$	0.094
罕遇地震	X	$1 \ 378 \ 656$	0.258 450	1 850 000	0.183
	Y	$1\ 154\ 508$	0.265 409	$1 \ 517 \ 685$	0.227

表3 Ⅰ区和Ⅱ区不同极限状态下刚度和阻尼比

Tab. 3 Stiffness and damping ratio under different levels of earthquake for Zones I and II

抽雲	激励	I 反柱刚度 h./	Ⅱ 反 柱 刚 唐 h _a /	工区阳	田区阳
地辰				I LA PH	
水平	方向	$(kN \cdot m^{-1})$	$(kN \cdot m^{-1})$	尼比/%	尼比/%
多遇	X	10 187.89	17 946.22	8.34	5.89
地震	Y	8 776.50	151.69	14.55	9.80
罕遇	X	5 450.81	10 112.30	18.13	14.40
地震	Y	4 349.92	6 691.73	31.30	32.93





Fig. 12 Plan views of super-piles wharf structure for frequent and rare earthquakes



模型 Fig. 13 Finite element model of super-piles wharf structure for frequent and rare earthquakes

3.3 振型反应谱分析

图 14、15 为根据表 3 中的等效阻尼比,按《建 筑抗震设计规范》中 III 类场地、8 度地震确定的设 计反应谱曲线,根据场地类别和结构地震分组情 况,多遇地震和罕遇地震对应的水平地震影响系 数最大值 α_{max} 分别取为 0.24 和 1.20,特征周期 $T_{\alpha}=0.55$ s.

取 12 个振型进行计算,即可保证主要运动方向(X 和 Y 方向)上的总有效质量超过模型中可运动质量的 90%.采用 CQC 法对 12 个主要振型进行组合,得到表 4 高桩码头结构在两个地震水平下的位移.结构在多遇地震和罕遇地震下的位移平均值分别为 0.041 m 和 0.233 m.将本文反应谱分析结果与表 2 中结果进行比较可以看出,结构设计满足多遇地震和罕遇地震下使用极限状态和损伤控制极限状态的要求.

3.4 非线性地震反应分析

为了检验简化方法分析结果的准确性,采用









表 4	高	桩码:	头结	构反	应谙	宇分7	析的	位移	反	应
Tab.	4	Displ	lacem	ents	from	res	ponse	e spec	etra	L

analysis for piled wharf structure

地震水准		高桩码头位移/m
	Δ_{xl}	0.038 000
夕洱山電	Δ_{yl}	0.000 218
多西地辰	Δ_{xt}	0.014 773
	$\Delta_{\rm yt}$	0.037 860
	Δ_{xl}	0.202 354
空運車電	Δ_{yl}	0.000 660
十四地辰	Δ_{xt}	0.008 765
	$\Delta_{\rm yt}$	0.222 139

拟合于规范反应谱的人工地震波,对整体高桩码 头结构进行非线性地震反应时程分析.图 16(a)、 (b)分别为按《建筑抗震设计规范》中8度地震区 反应谱曲线生成的多遇条件和罕遇条件人工地震 波.图 17为用生成的人工地震波计算的拟合反应 谱与规范反应谱的对比,误差均在 10%以内.进 行非线性地震反应分析时,对结构施加海侧方向 和垂直方向的地震波,其中垂直向地震加速度为 海侧向加速度的 2/3,地震模拟时间为 18.3 s,时 间间隔为 0.02 s.

图 18(a)、(b)分别为高桩码头在 8 度多遇地 震和罕遇地震两种人工地震波条件下所得的码头 位移时程曲线.从中可以看出,最大位移响应分别 为 0.034 m 和 0.198 m,与本文简化振型反应谱 分析法所得结果误差分别为 17%和 15%,说明采 用简化方法可以近似得出高桩码头在不同地震条 件下的最大响应位移.









4 结 论

本文采用超级桩概念对高桩码头进行了地震 振型反应谱分析,研究了高桩码头最大位移的近 似计算方法,并与非线性时程分析方法的结果进 行了比较,数值较为接近.因此采用超级桩对计算 模型进行简化,可以降低有限元计算成本,减少内 存,方便设计人员的抗震分析和设计.

参考文献:

- [1] 刘惠珊. 桩基震害及原因分析——日本阪神大地震的启示[J]. 工程抗震, 1999, 5(1):37-43
- YAN Li-ping, ARULOMLI K, WEISMAIR M, et al. Seismic soil-structure interaction analyses of an underwater bulkhead and wharf system [C] // Proceedings of the Geotechnical Engineering for Transportation Projects. Reston: ASCE, 2004
- [3] MAGEAU D W, CHIN K H. Finite element modeling of new marine terminal at the port of Tacoma [C] // Proceedings of the Eleventh Triennial International Conference. Reston: ASCE, 2007
- [4] CHIN K H, MAGEAU D W, PETERSON S T. Comparison of Panama wharf performance using numerical analysis and limit equilibrium methods [C] // Proceedings of the Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics N Congress. Reston:

ASCE, 2008:1-9

- [5] VARUN S M, DOMINIC A. Integrating soil-structure interaction analyses of pile-supported wharfs in seismic risk management of port systems
 [C] // Proceedings of the Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics N Congress. Reston: ASCE, 2008
- [6] 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
- [7] PIANC. Seismic Design Guidelines for Port Structures[M]. Netherland; A. A. Balkema Publisher, 2001
- [8] FERRITO J, DICKENSON S, PRIESTLEY N, et al. Seismic criteria for California marine oil terminal [R]. Final Report A719563. Port Hueneme: Naval Facilities Engineering Service Center, 1999
- [9] Port of Long Beach. Port of Long Beach Wharf Design Criteria (Version 1. 0) [S]. Long Beach: POLB, 2007
- [10] 中交水运规划设计院,交通部第三航务工程勘察设 计院.JTJ 225—98 水运工程抗震设计规范[S]. 北京:人民交通出版社,1998
- [11] 交通部第三航务工程勘察设计院.JTJ 254—98 港 口工程桩基规范[S].北京:人民交通出版社,1998
- [12] 中华人民共和国建设部. GB 50011-2001 建筑抗 震设计规范 [S]. 北京:中国建筑工业出版社, 2001

Modal response spectra seismic analyses for prestressed piled wharf structure

LI Ying, GONG Jin-xin*

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

Abstract: Nonlinear seismic time history analyses of piled wharf structure will result in unacceptable matrix sizes due to a large number of piles. As an alternative, the structural characteristics of a wharf segment may be modeled by using the super-pile. The concept of super-pile is introduced at first. Super-pile locations of simplified model that represents original structure are determined by the locations of pile groups in defined areas. Force-displacement curve is calculated for piled wharf structure by pushover analysis, and super-pile model is constituted applying estimated secant stiffness corresponding with target displacement and effective damping according to force-displacement curve. Peak target displacement is evaluated by elastic modal response spectra analyses and compared with simulated results from nonlinear time history analyses. The calculated case indicates that approximate solution of maximum displacement can be evaluated effectively using super-pile simplified method, and computed amount is decreased simultaneously.

Key words: piled wharf structure; seismic analyses; super-pile; modal response spectra analyses