

DOI: 10.16198/j.cnki.1009-640X.2015.03.006

高树飞, 贡金鑫, 冯云芬. 基于规范反应谱的码头岸坡地震永久变形计算[J]. 水利水运工程学报, 2015(3): 37-44. (GAO Shu-fei, GONG Jin-xin, FENG Yun-fen. Estimation of earthquake-induced permanent slope deformation based on response spectrum in code[J]. Hydro-Science and Engineering, 2015(3): 37-44.)

基于规范反应谱的码头岸坡地震永久变形计算

高树飞¹, 贡金鑫¹, 冯云芬²

(1. 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; 2. 聊城大学 建筑工程学院, 山东 聊城 252059)

摘要: 由于岸坡地震永久变形是造成码头结构破坏的重要原因之一, 因而验算码头岸坡永久变形是码头抗震设计的重要内容。Newmark 刚性滑块位移法由于其便捷性在永久变形计算中得到广泛应用, 目前已提出的基于天然强震记录的 Newmark 滑块位移经验计算式, 不针对具体场地, 主要用于区域性地震滑坡危险性分析。以《水运工程抗震设计规范》中的设计反应谱作为目标谱, 生成了不同峰值加速度、适合于不同类型场地的人工加速度地震波; 采用 Newmark 滑块位移分析方法, 通过对加速度时程中超过屈服加速度的部分进行二次积分, 得到了不同类型场地、不同峰值地震加速度下对应于不同屈服加速度时的滑块位移, 对位移计算结果进行回归得到码头岸坡永久变形的简化计算式。另外, 通过参考国外的相关规范和标准, 提出了设防烈度下码头岸坡变形的限值建议值, 为我国的码头抗震设计提供参考。

关键词: 码头岸坡; 永久变形; 抗震设计; Newmark 滑块位移法; 反应谱

中图分类号: U656.1 **文献标志码:** A **文章编号:** 1009-640X(2015)03-0037-08

地震反应谱是目前结构抗震设计最常用的工具。反应谱采用不同类别场地的地震记录波通过单自由度体系的动力反应分析得到, 反映了不同场地、不同周期结构的总体地震反应。目前产生拟合于反应谱的地震波的算法已比较成熟, 可以采用产生的与反应谱一致的多条地震波对码头所在场地的岸坡变形进行分析。采用《水运工程抗震设计规范》^[1]的设计谱作为目标谱, 生成人工地震波, 进行 Newmark 滑块位移分析, 得到不同屈服加速度的滑块位移, 进而回归得到适用于不同场地的滑块位移经验计算式, 以供工程设计使用。这种方法的特点是: ①虽然产生的人工地震波不是实际记录波, 但随机特性相同, 而且由于人工地震波较容易得到, 数量不受限制; ②基于拟合于规范反应谱的人工地震波得到的 Newmark 岸坡位移分析结果与码头结构的抗震设计相协调。

1 Newmark 滑块位移法

Newmark 滑块位移法最初由 Newmark 于 1965 年提出^[2], 用于岸坡和土石坝的永久变形计算, 经过几十年众多研究者不断探索和实践, 这种计算方法和模型在工程应用和理论等方面都得到极大的发展。如图 1 的刚塑性滑块模型所示(图中滑块代表具有任意形状滑动面的潜在滑动量, $a(t)$ 为地震波加速度时程), 最初的 Newmark 滑块位移法假定, 坡体的地震荷载可以用一个拟静力荷载代替, 拟静力荷载为拟静力地震系

收稿日期: 2014-10-16

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51278081); 交通运输部资助项目“强震区港口工程结构抗震设计研究”(JTSBD 2013 02 130)

作者简介: 高树飞(1989—), 男, 安徽蚌埠人, 博士研究生, 主要从事港口工程结构设计与抗震研究。

E-mail: gaosf1989@qq.com

数 k 与潜在滑动体重量 W 的乘积,地震中岸坡破坏会形成明显的滑动面,当地震荷载超过滑动体的极限承载力时,滑动体会沿着潜在的滑动面产生塑性位移,地震过程中土体强度不会发生明显退化。其中,使滑动体处于极限平衡状态,即岸坡拟静力稳定安全系数为 1 时所施加的地震加速度被称为屈服加速度 $a_y = k_y g$ (g 为重力加速度),有关屈服加速度的计算可参看文献[3]。

如图 2 所示,假定屈服加速度在整个地震历时中保持恒定,当施加在滑块上的地震加速度超过屈服加速度 (t_1 时刻),滑块位移发生,滑块的速度可以通过对阴影部分积分得到,滑块的速度会一直增加到 t_2 时刻,此时加速度再次降到屈服加速度以下,并且随着加速度反向,速度最终在 t_3 时刻减为零,滑块位移可以通过对速度-时间的关系进行积分得到。不难看出,滑块位移的大小取决于施加加速度的幅值和在整个地震历时中加速度超过屈服加速度的次数。

2 拟合于规范反应谱的人工地震波

2.1 基本原理

人工产生地震波的方法有很多种,目前常用的是三角级数法^[4]。其基本思想是用一组三角级数之和构造一个近似的平稳高斯过程 $a_s(t)$,然后乘以强度包线 $f(t)$,得到非平稳的地面运动加速度时程 $a(t)$ ^[5]

$$a(t) = f(t) a_s(t) \quad (1)$$

$$a_s(t) = \sum_{k=0}^n C_k \cos(\omega_k t + \varphi_k) \quad (2)$$

式中: φ_k 为 $(0, 2\pi)$ 区间内均匀分布的相位角; C_k 和 ω_k 分别为第 k 个频率分量的幅值和频率,按下式计算:

$$\left. \begin{aligned} C_k &= [4S(\omega_k)\Delta\omega]^{1/2} \\ \omega_k &= 2\pi k/T_d, \Delta\omega = 2\pi/T_d \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

式中: T_d 为随机过程 $a_s(t)$ 的总持时; $S(\omega_k)$ 为功率密度函数值。为实现目标加速度反应谱的拟合,可利用反应谱与功率谱的近似关系确定 $S(\omega_k)$ ^[6]。由于近似转换关系会引起初始地震波反应谱与目标反应谱之间较大的误差,故需要反复迭代使反应谱逼近目标反应谱。

地震波强度包络函数 $f(t)$ 体现了地震波强度由上升经持续平稳到下降这 3 个阶段的特征,本文采用如图 3 所示的形式^[7],表达式如下:

$$f(t) = \begin{cases} (t/t_1)^2 & 0 \leq t \leq t_1 \\ 1 & t_1 < t \leq t_2 \\ \exp[-c(t-t_2)] & t > t_2 \end{cases} \quad (4)$$

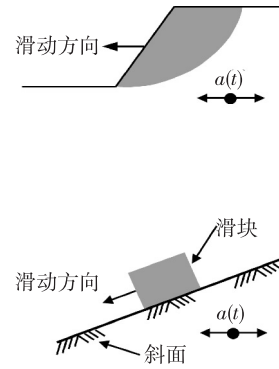


图 1 滑块模型

Fig. 1 A sliding block model

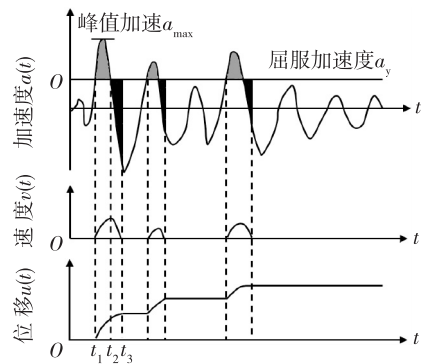


图 2 由加速度时程计算永久位移

Fig. 2 Illustrative diagram for estimation of permanent displacement from acceleration time record

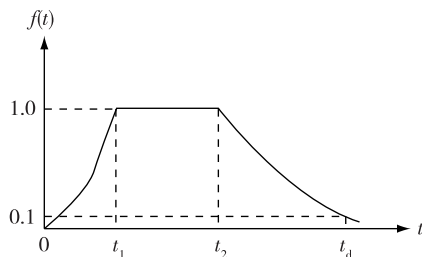


图 3 地震波强度包络函数模型

Fig. 3 Intensity envelope of earthquake motions

式中: t_1 和 t_2 分别控制平稳段的首末时刻; c 为控制下降段强度衰减快慢的参数。

图3中, t_d 为从地震波开始到振幅下降到主震动振幅 1/10 左右持续的时间, 按下式^[8]计算:

$$t_d = 10^{0.31M - 0.774} \tag{5}$$

式中: M 为地震震级。由 $t = t_d$ 时, $f(t) = 0.1$, 可得

$$\left. \begin{aligned} t_1 &= [0.12 - 0.04(M - 7)] t_d \\ t_2 &= [0.50 - 0.04(M - 7)] t_d \\ c &= -\ln 0.1 / (t_d - t_2) \end{aligned} \right\} \tag{6}$$

在确定地震震级后, 即可按照上述计算式确定地震波强度包络函数的相关参数。本文考虑 M 取 5~7.7, 由此可得各参数数值(见表1)。

表1 强度包络函数参数取值

Tab.1 Parameters of intensity envelope function

震级 M	5.0	5.3	5.6	5.9	6.2	6.5	6.8	7.1	7.4	7.7
t_d/s	6.0	7.4	9.2	11.4	14.1	17.4	21.6	26.7	33.1	41.0
t_1/s	1.2	1.4	1.6	1.9	2.1	2.4	2.8	3.1	3.4	3.8
t_2/s	3.5	4.2	5.1	6.2	7.5	9.1	11.0	13.3	16.0	19.4
c	0.92	0.72	0.57	0.44	0.35	0.28	0.22	0.17	0.13	0.11
T_d/s	10.0	12.0	14.0	16.0	18.0	20.0	24.0	30.0	36.0	44.0

2.2 规范反应谱

本文选用《水运工程抗震设计规范》(JTS 146—2012)^[1]中的设计反应谱作为目标反应谱, 如图4所示, 图中 T 为结构自振周期; β 为动力放大系数。图4中特征周期 T_g 按表2确定, 其中设计地震分组为考虑震中距的影响。另外, 按规范, 抗震设防烈度为 6, 7, 8, 9 时, 设计基本加速度值为 0.05g, 0.10g 或 0.15g, 0.20g 或 0.30g, 0.40g。

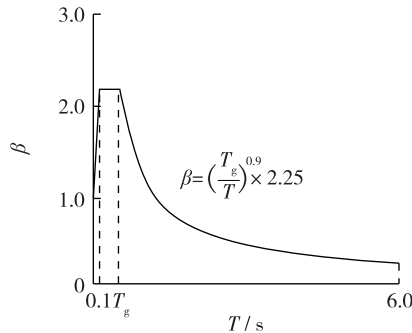


图4 设计反应谱曲线(阻尼比 $\xi=0.05$)

Fig.4 Design response spectrum

表2 特征周期 T_g

Tab.2 Characteristic period T_g s

设计地震分组	场地类别				
	I ₀	I ₁	II	III	IV
第一组	0.20	0.25	0.35	0.45	0.65
第二组	0.25	0.30	0.40	0.55	0.75
第三组	0.30	0.35	0.45	0.65	0.90

2.3 人工地震波

由表2可知, 不同类别场地和设计地震分组反应谱的差异体现在特征周期上(由于 I₀类场地为坚硬、较硬且完整的岩石, Newmark 滑块位移法不适合于此类场地, 故本文仅考虑其余4类场地, 共9种特征周期), 故在确定目标反应谱时只需考虑特征周期的不同即可。另外, 计算中使用的目标加速度反应谱通过将图4中的动力放大系数乘以设计基本加速度得到。由于地震波幅值与震级和震中距有关, 同一震级, 震中距不同的区域地震波幅值并不相同, 故对于每一设计基本加速度均考虑表1中的10种持时。本文对于每一目标加速反应谱(9种特征周期, 5个设计基本加速(文献[1]规定, 抗震设防烈度为6度时, 可不进行抗震验算, 故本文仅考虑其余设防烈度对应的5个加速度值), 共45个目标反应谱)考虑10种地震波持时, 每种持时合成

8条波,共计80条地震波,合计3600条地震波。采用SeismoArtif软件生成地震波,由生成的地震波计算的反应谱与目标反应谱的平均相对误差不超过10%^[9]。图5为峰值加速度为0.30g,目标反应谱 $T_g=0.55$ s,持时为44s时的一条人工地震波及由此得到的反应谱。由图5可见,人工地震波的反应谱与目标反应谱的符合效果较好,而且地震波也反映了地震波强度由上升经持续平稳到下降这3个阶段的特征。

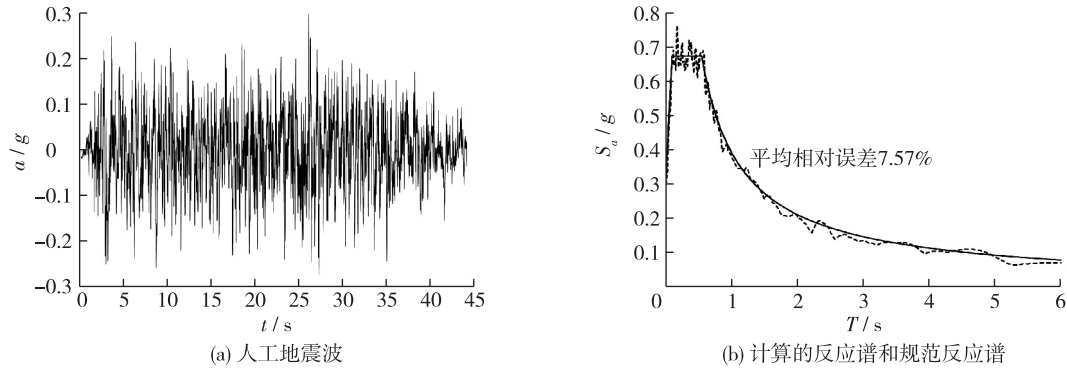


图5 人工地震波及其反应谱

Fig. 5 Artificial earthquake wave and its response spectrum

3 滑块位移

3.1 计算结果与分析

采用生成的3600条人工地震波进行Newmark滑块位移分析,数值积分得到9个特征周期、5个设计基本加速下不同屈服加速度时的滑块位移。设计基本加速为0.30g,反应谱特征周期分别为0.35s,0.55s和0.75s时的滑块位移 D_N 与岸坡屈服加速度 a_y 的关系见图6。其中灰色曲线为不同屈服加速度下的滑块位移连成的曲线。从图6可见,滑块位移的分布较为离散;随着设计反应谱特征周期的增大,滑块位移也增大。

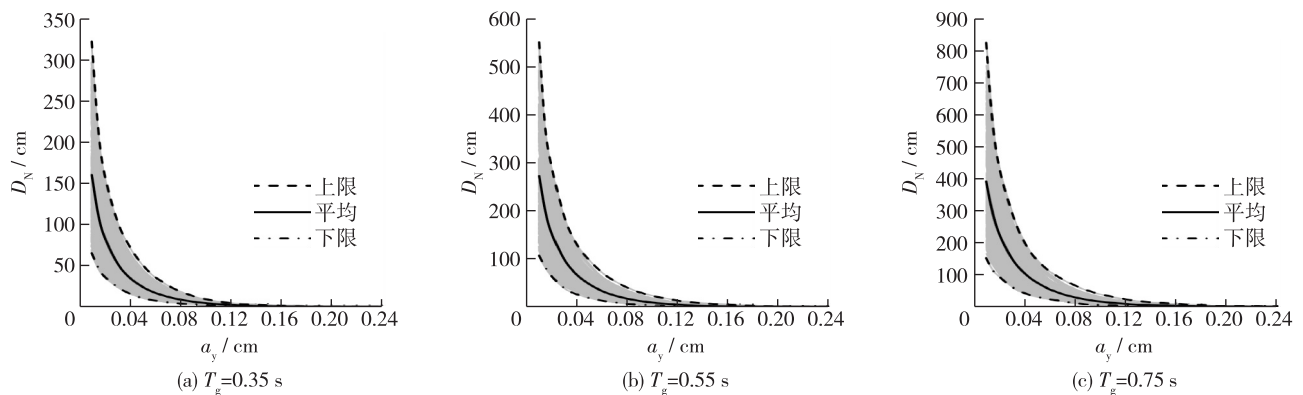


图6 设计基本加速度为0.30g时的滑块位移

Fig. 6 Illustrative diagram of sliding block displacements for design basic acceleration of 0.30g

反应谱特征周期为0.55s,设计基本加速度 a_{DB} 分别为0.20g,0.30g和0.40g时的滑块位移 D_N 随屈服加速 a_y 的变化曲线见图7。从图7可见,随着设计基本加速度的增大,滑块位移也增大。其他特征周期、设计基本加速度曲线的情况类似,限于篇幅,本文不再给出。

考虑到计算结果的离散性,本文采用位移计算结果的平均值作为工程设计的依据,即取每一个目标反应谱(共45个)下80条人工地震波在同一屈服加速度下滑块位移的平均值,对不同屈服加速度下的平均滑块位移进行回归分析,得到不同设计基本加速度和特征周期时滑块位移与屈服加速度的关系式。回归分析结

果如下:

$$\log D_N = -k_1 a_y + k_2 \tag{7}$$

式中: D_N 为 Newmark 滑块位移 (cm); a_y 为屈服加速度; k_1 和 k_2 为系数, 分别按表 3 确定。

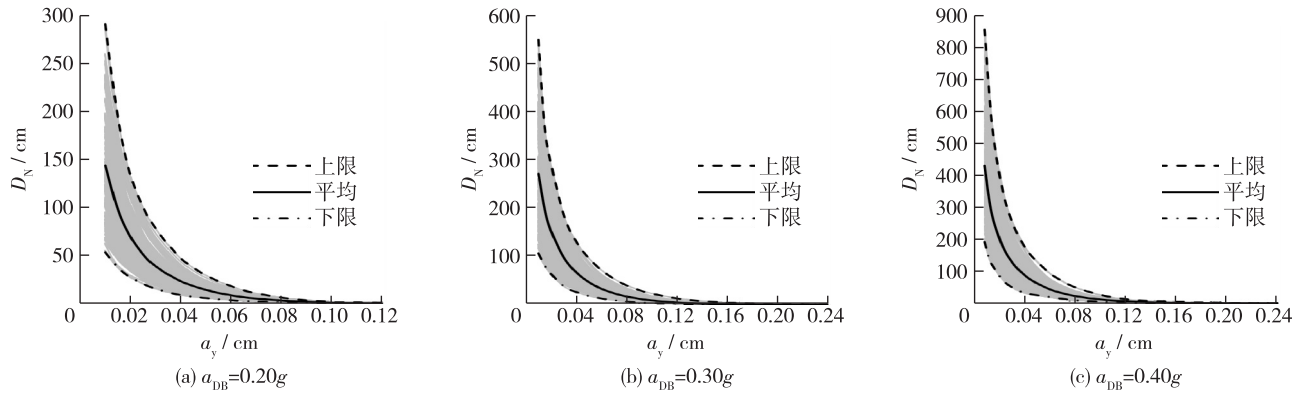


图 7 反应谱特征周期为 0.55 s 时的滑块位移

Fig. 7 Illustrative diagram of sliding block displacements for characteristic period of 0.55 s

表 3 k_1 和 k_2 取值

Tab. 3 Values of k_1 and k_2

特征周期 T_g/s	设计基本加速度				
	0.10g	0.15g	0.20g	0.30g	0.40g
0.25	48.277 5/1.535 8	32.765 7/1.752 0	24.842 5/1.884 0	16.869 8/2.078 6	12.967 4/2.221 8
0.30	46.282 8/1.631 9	31.571 4/1.842 9	23.643 9/1.979 0	16.490 6/2.181 0	12.634 2/2.326 8
0.35	45.572 2/1.712 4	30.964 3/1.928 7	23.610 7/2.062 4	16.415 2/2.271 0	12.491 7/2.411 2
0.40	44.658 7/1.782 0	30.605 7/2.004 3	23.146 2/2.126 8	15.970 0/2.335 4	12.265 8/2.480 8
0.45	43.794 3/1.843 6	30.155 6/2.065 3	22.916 6/2.198 4	15.582 0/2.392 7	11.883 4/2.530 1
0.55	42.144 6/1.943 2	29.364 5/2.175 4	22.063 7/2.295 1	15.222 9/2.486 3	11.542 1/2.627 9
0.65	41.438 7/2.034 7	28.744 1/2.266 2	21.514 4/2.383 7	14.832 3/2.577 3	11.201 2/2.706 5
0.75	40.959 5/2.122 2	28.134 3/2.334 8	21.256 4/2.461 2	14.443 2/2.643 5	10.874 2/2.772 8
0.90	39.395 8/2.206 9	27.529 1/2.425 1	20.788 0/2.562 3	14.211 3/2.749 6	10.681 3/2.880 9

注:“/”前后数值分别为 k_1 和 k_2 取值。

图 8 为设计基本加速度为 0.30g 时, 反应谱特征周期取不同值时滑块平均位移的常用对数与屈服加速度间的关系。由图 8 不难看出, $\log D_N$ 和 a_y 之间为线性关系, 拟合曲线与数据点的拟合效果很好。

对表 3 中的参数 k_1 和 k_2 再进行回归, 得到 k_1 和 k_2 与设计基本加速度和特征周期的关系为:

$$\log k_1 = 2.039 - 0.110T_g - 3.920a_{DB} - 0.0459T_g a_{DB} + 4.199a_{DB}^2 \tag{8}$$

$$k_2 = 0.646 + 2.145T_g + 5.010a_{DB} - 0.966T_g^2 - 0.201T_g a_{DB} - 5.428a_{DB}^2 \tag{9}$$

图 9 给出了 k_1 和 k_2 的拟合曲线与表 3 中数值的比较, 可见, 数据点与拟合曲线符合较好。

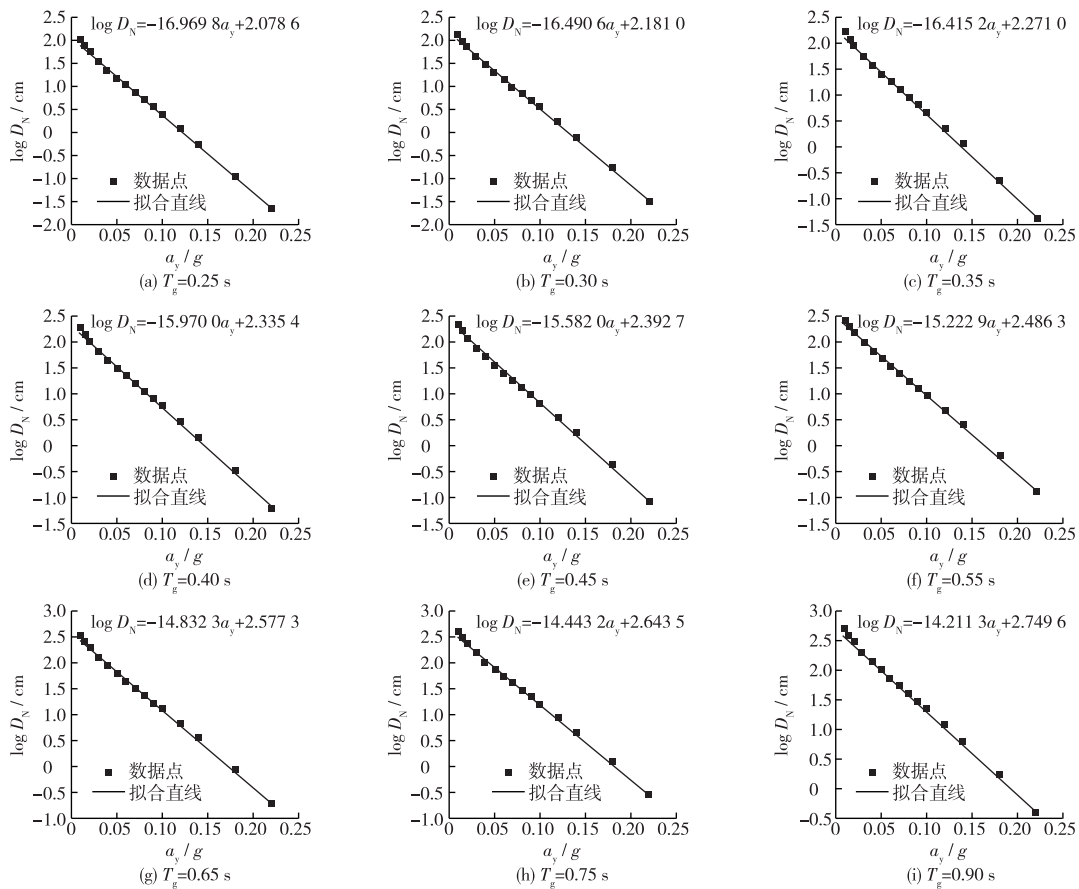


图 8 滑块平均位移与屈服加速度的关系

Fig. 8 Relationships between sliding block displacement and yield acceleration

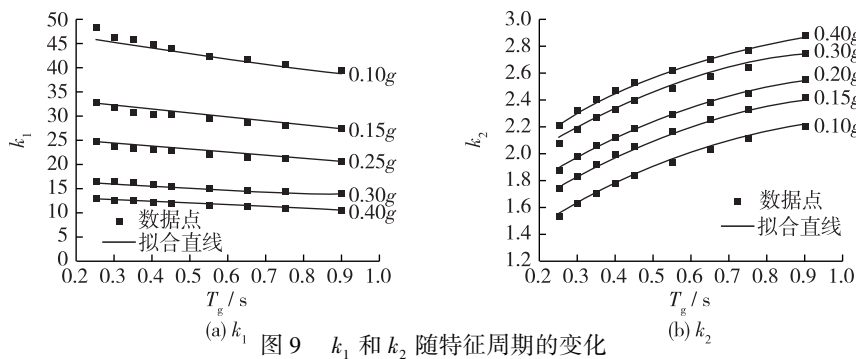


Fig. 9 Variation of k_1 and k_2 with characteristic periods

3.2 岸坡位移验算标准

我国现行的《水运工程抗震设计规范》仅对桩台进行地震承载力验算,未涉及岸坡变形,而岸坡地震永久变形是造成高桩码头破坏的重要原因之一。因此,岸坡永久变形验算将是我国高桩码头抗震设计补充的内容之一。

国外多个高桩码头抗震设计标准或指南都规定了岸坡永久变形验算及由此引起的码头桩基变形验算的内容,验算可采用 Newmark 刚性滑块位移法。《长滩港码头设计标准》^[10]规定,若采用 Newmark 滑块位移法计算岸坡位移(计算中不考虑桩的作用),位移需满足以下要求:运营水平地震时(50年内超越概率50%),小于3 in(7.62 cm);偶遇水平地震(50年内超越概率10%)时,小于12 in(30.48 cm);规范设计水平地震(50年内超越

概率2%)时,小于36 in(91.44 cm),则可不进行完整的土-结构动力分析。文献[11]和[12]建议,对于海军设施和油码头的高桩码头岸坡的滑块位移可满足以下限值:正常使用极限状态(设计地震水准为50年内超越概率50%),7~15 cm;可修复极限状态(设计地震水准为50年内超越概率10%),15~30 cm。

考虑到我国水运工程抗震设计规范的设防地震为50年内超越概率10%的地震,本文建议岸坡永久变形的限值可取为30 cm。在实际抗震计算中,可采用式(7)进行岸坡变形的初步估算,如果满足前述限值,可不再进行详细的桩-土结构静/动力分析,否则,应进行详细计算以验算桩基变形是否满足要求。

4 案例分析

某高桩码头岸坡断面见图10,岸坡为均质无黏性土,土体内摩擦角 φ 为 31° ,剪切波速 V 为260 m/s。码头所在地区的设计基本加速度为 $0.30g$,设计地震分组为第三组。当地平均海平面与坡顶齐平,基岩面高程为 -34.5 m。根据文献[1],确定场地类型为II类。

根据Newmark滑块位移法,岸坡简化为图11中的滑块模型, $k(t)W$ 代表地震作用, $k(t) = a(t)/g$ 。对于无黏性土岸坡,滑动面通常为平面。参考文献[3],屈服加速度系数可按下式近似计算:

$$k_y = (F - 1) \tan \beta / (1 + \tan \beta \tan \varphi) \quad (10)$$

式中: F 为静力岸坡稳定安全系数; β 为坡角。对于无黏性土岸坡, $F = \tan \varphi / \tan \beta$,按前述土体参数,可得 $F = 1.202$, $k_y = 0.078$, $a_y = 0.078g$ 。

由场地类型和设计地震分组按表2得反应谱特征周期 $T_g = 0.45$ s,再根据式(8)和(9)可得:

$$k_1 = 15.5820, k_2 = 2.3927$$

代入式(7),可得滑块位移 $D_N = 15.26$ cm $<$ 30 cm,满足前述岸坡永久变形建议限值。

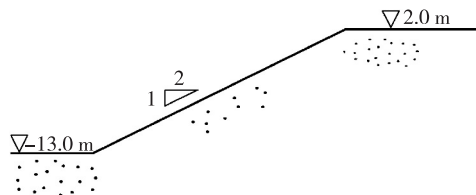


图10 岸坡断面

Fig. 10 Section of slope

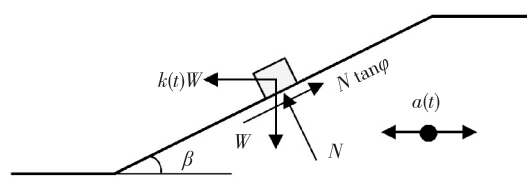


图11 滑块模型

Fig. 11 Illustrative diagram of a sliding block model

5 结 语

本文提出了基于规范反应谱的码头位移简化计算方法。以《水运工程抗震设计规范》中的设计反应谱为目标谱,生成了针对不同场地的人工地震波。通过对人工地震波进行二次积分,得到了不同屈服加速度的Newmark滑块位移,通过对位移计算结果的回归分析,获得了岸坡永久变形的简化计算式,该计算式可用于码头岸坡变形的初步估算。另外,参考国外标准和指南,提出了码头岸坡永久变形验算的建议限值,以供工程设计参考。

参 考 文 献:

- [1] 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))
- [2] YEGIAN M K, MARCIANO E A, GHAHRAMAN V G. Earthquake-induced permanent deformations: Probabilistic approach[J]. Journal of Geotechnical Engineering, 1991, 117(1): 35-50.
- [3] CHOWDHURY R, FLENTJE P, BHATTACHARYA G. Geotechnical slope analysis[M]. Leiden: CRC Press, 2009.
- [4] SCANLAN R H, SACHS K. Earthquake time histories and response spectra[J]. Journal of the Engineering Mechanics Division,

- 1974, 10(4): 635-655.
- [5] 胡聿贤, 何训. 考虑相位谱的人造地震动波反应谱拟合[J]. 地震工程与工程振动, 1986, 6(2): 37-51. (HU Yu-xian, HE Xun. Phase angle consideration in generating response-compatible ground motion [J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 1986, 6(2): 37-51. (in Chinese))
- [6] 赵凤新, 刘爱文. 地震功率谱与反应谱的转换关系[J]. 地震工程与工程振动, 2001, 21(2): 30-35. (ZHAO Feng-xin, LIU Ai-wen. Relationship between power spectral-density functions and response spectra of earthquake ground motions [J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 2001, 21(2): 30-35. (in Chinese))
- [7] 霍俊荣, 胡聿贤, 冯启民. 地面运动时程强度包络函数的研究[J]. 地震工程与工程振动, 1991, 11(1): 1-12. (HUO Jun-rong, HU Yu-xian, FENG Qi-min. Study on envelope function of acceleration time history [J]. Earthquake Engineering and Engineering Dynamics, 1991, 11(1): 1-12. (in Chinese))
- [8] 大崎顺彦. 地震波的谱分析入门[M]. 2 版. 田琪, 译. 北京: 地震出版社, 2008. (OSAKI Yorihiro. Elementary spectral analysis of earthquake ground motion [M]. 2nd ed. Translated by TIAN Qi. Beijing: Seismological Press, 2008. (in Chinese))
- [9] GB 50267—97 核电厂抗震设计规范[S]. (GB 50267—97 Code for seismic design of nuclear power plant[S]. (in Chinese))
- [10] Port of Long Beach wharf design criteria (Version 3.01)[S].
- [11] FERRITTO J M. Design criteria for earthquake mitigation of navy piers and wharves, technical report TR-2069-SHR[R]. Naval Facilities Engineering Service Centre, Port Hueneme, 1997.
- [12] FERRITTO J M. Seismic design criteria for soil liquefaction, technical report TR-2077-SHR[R]. Naval Facilities Engineering Service Centre, Port Hueneme, 1997.

Estimation of earthquake-induced permanent slope deformation based on response spectrum in code

GAO Shu-fei¹, GONG Jin-xin¹, FENG Yun-fen²

(1. State Key Laboratory of Coastal and Offshore Engineering, Dalian University of Technology, Dalian 116024, China; 2. School of Architecture and Civil Engineering, Liaocheng University, Liaocheng 252059, China)

Abstract: Due to the damage of wharf structures caused by earthquake-induced permanent slope deformation, permanent slope deformation checking has been an important portion of seismic design for the wharves. Among various methods for calculating the permanent slope deformation, the Newmark rigid block displacement method has been widely utilized for its simplicity. The extensive empirical Newmark sliding block displacement equations, which are usually applied to regional-scale seismic landslide hazard analysis but not aimed to specific site, have been proposed based on natural strong-motion records in recent years. Targeting at the design response spectrum in the “Code for Seismic Design of Water Transport Engineering”, a set of artificial earthquake waves corresponding to different sites and peak ground accelerations are generated. Sliding block displacements under different yield accelerations and corresponding to various peak ground accelerations and sites are determined through double integration of portions exceeding yield acceleration over the acceleration time histories, and an equation for the sliding block displacement evaluation is put forward by regression analysis. In addition, based on the overseas codes and standards related to the wharf seismic design, the recommendation limitation under different precautionary intensities for the sliding displacement of the wharf slope is proposed, which can be taken as a reference for the wharf seismic design in China.

Key words: wharf slope; permanent deformation; seismic design; Newmark sliding block displacement method; response spectrum