

DOI:10.16198/j.cnki.1009-640X.2019.03.010

冯云芬,高树飞.基于位移的高桩码头地震易损性分析[J].水利水运工程学报,2019(3):76-84.(FENG Yunfen, GAO Shufei. Seismic vulnerability analysis of pile-supported wharves based on displacement [J]. Hydro-Science and Engineering, 2019 (3): 76-84. (in Chinese))

基于位移的高桩码头地震易损性分析

冯云芬,高树飞

(聊城大学 建筑工程学院,山东 聊城 252000)

摘要:鉴于目前高桩码头的地震易损性分析很少将码头的总位移作为性能指标,分别根据云图法和条带法建立了基于位移的码头地震易损性分析方法。该方法考虑地震动的不确定性,并基于桩身材料应变限值定义了码头的破坏状态。为了说明这种分析方法,采用80条地震动记录对一高桩码头案例分别进行了云图法和条带法分析,比较了两种方法建立的易损性曲线的差别,分析了位移能力不确定性对易损性曲线的影响。结果表明,由云图法和条带法建立的码头易损性曲线之间的差别较小,可以忽略,但考虑到云图法的计算量较小,建议在码头易损性分析中采用云图法;位移能力不确定性对于易损性曲线的影响较大,分析中不可忽略,应予以考虑。

关键词:高桩码头;地震易损性分析;云图法;条带法;能力不确定性

中图分类号:U656.1⁺13 **文献标志码:**A **文章编号:**1009-640X(2019)03-0076-09

近年来,基于位移的抗震设计方法已在国外高桩码头抗震设计中大量采用^[1],而且码头的易损性分析也逐渐引起研究者的关注。地震易损性分析是确定结构在不同地震动强度下发生不同破坏状态的条件概率,该方法从宏观角度描述了地震动强度对结构破坏的影响,其结果可用于地震灾害损失评估和抗震加固决策的制定^[2]。对于码头的地震易损性分析,目前国外研究者开展了一些相关研究并取得了一定的研究成果。由于有关高桩码头的震害资料非常少,因此解析方法在高桩码头易损性分析中较为常用。一般通过建立码头有限元模型,采用非线性时程分析法或静力非线性分析法得到码头在不同地震动强度下的地震反应值,然后将反应值与码头不同破坏状态的定义值对比,则可以得到码头在不同地震动强度下发生不同破坏的概率,再根据破坏的概率拟合成易损性曲线。

Shafieezadeh^[3]对美国西海岸一个处于液化场地的高桩码头进行了易损性分析,采用非线性时程分析法确定码头的地震需求,认为峰值地面速度作为地震强度参数较为合适,从而给出了不同构件的易损性曲线。中国台湾学者 Chiou 等^[4]通过建立二维有限元模型对台湾的一个典型高桩码头进行了易损性分析,采用码头上部结构的横向位移作为性能指标,并将峰值地面加速度作为地震动强度参数。Yang 等^[5]通过建立二维数值模型研究了美国西海岸的典型全直桩码头的易损性,采用桩-上部结构连接的曲率作为性能指标。Thomopoulos 等^[6]采用桩-上部结构连接的曲率作为性能指标,并假定高桩码头易损性函数为两个参数的对数正态分布函数,利用极大似然估计法确定了参数的取值,建立了易损性曲线。Heidary-Torkamani 等^[7]采用FLAC2D 建立的二维数值模型对一高桩码头进行了易损性分析,采用位移延性系数作为性能指标,同时使用谱加速度作为地震动强度参数。Amirabadi 等^[8]对美国西海岸的典型高桩码头进行了概率地震需求分析,对不同地震动强度参数用于需求分析的优劣进行了研究,结果表明,谱强度参数(谱加速度、谱速度、谱位移)

收稿日期:2018-08-11

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(318051702, 318051533)

作者简介:冯云芬(1982—),女,山东聊城人,讲师,博士,主要从事结构可靠性和易损性研究。

E-mail: fengyunfen@lcu.edu.cn

是最佳的地震动强度参数,并采用位移延性系数和谱加速度分别作为性能指标和地震动强度参数建立了易损性曲线。Heidary-Torkamani 等^[2,9]还对一设有叉桩的高桩码头进行了易损性分析,分析中分别采用位移延性系数、码头的差异沉降和残余变形作为性能指标建立了易损性曲线,并借助一次二阶矩法研究了土体力学特性不确定性对易损性曲线的影响。Shah^[10]采用码头的横向位移作为性能指标,对印度主要港口的高桩码头进行了易损性分析,得到了不同设防地震动水准下的破坏概率。

从上述码头易损性分析研究不难看出,很少有研究将码头的总位移(在横向位移的基础上考虑了双向水平地震作用和扭转效应后的码头位移)作为性能指标,而基于位移的高桩码头抗震设计方法则将其作为抗震性能的指标^[1]。若采用码头的总位移作为性能指标进行易损性分析,则可结合抗震设计的结果更好地评估码头的抗震性能。此外,结构的破坏状态一般采用性能指标或工程需求参数 EDP (Engineering Demand Parameter) 的限值定义,此时易损性就取决于工程需求参数 EDP 与地震动强度 I_M (Intensity Measure) 之间的关系,而云图法和条带法^[11-12]是确定二者关系的两种重要方法。上述研究中,文献[3]和[5]采用的是云图法,文献[4]和[7-10]均采用的是条带法,而文献[12]表明两种方法得到的桥梁易损性曲线有一定差别,故这两种方法对码头易损性曲线的影响有待研究。另外,文献[4]和[7-10]在易损性分析中均不考虑码头抗震能力的不确定性。针对以上问题,本文考虑分别采用云图法和条带法建立基于位移的高桩码头易损性分析方法,通过一个案例说明该方法的实施过程,同时对比分析两种方法建立的易损性曲线的差异,并研究能力不确定性对易损性曲线的影响。

1 易损性分析方法

结构易损性为结构在某一地震动强度下发生某种破坏的条件概率,一般用易损性函数来表示,易损性函数的几何表示即为易损性曲线^[13]。考虑到在基于位移的高桩码头抗震设计方法中,是通过比较码头的位移需求和位移能力的大小来验算抗震能力是否满足要求,即位移已作为衡量码头抗震性能的指标。故基于位移建立码头的易损性函数,即工程需求参数 EDP 采用结构的位移需求 D 来表示。在确定结构易损性函数时,一般假定结构的需求 D 和能力 C 均服从对数正态分布,则易损性函数可用下式表示^[13]:

$$P(C < D | I_M) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln\mu_C - \ln\mu_D}{\beta_C^2 + \beta_D^2}\right) \quad (1)$$

式中: C 和 D 分别为码头的位移能力和位移需求,其计算方法可参考文献[1]; I_M 为地震动强度参数; $\Phi(\cdot)$ 为标准正态分布函数; μ_C 为码头不同极限状态对应的位移能力均值; μ_D 为码头位移需求的均值; β_C 和 β_D 分别为位移能力和位移需求的对数标准差,其中当位移能力是基于 Pushover 分析确定时, β_C 可取为 0.3^[13]。需要注意的是,考虑到建模的不确定性(包括材料的不确定性、有限元软件建模技术的不确定性和荷载的不确定性等)对结构反应的影响小于地震动的不确定性^[14],故式(1)未考虑建模的不确定性。

采用式(1)进行码头地震易损性分析时,只需确定位移需求参数 μ_D 和 β_D 以及 μ_C 即可。其中,位移需求参数可由概率地震需求分析确定,而 μ_C 可根据结构的极限状态通过 Pushover 分析近似确定。常用的确定位移需求概率模型的方法有云图法和条带法,云图法不需要对地震动记录进行调幅,而条带法则需要对地震动记录进行调幅,下文给出基于两种方法确定的易损性函数。

1.1 基于云图法的易损性函数

云图法确定位移需求模型时,假定位移需求服从对数正态分布,并且位移需求 D 与地震动强度参数 I_M 之间满足以下的指数关系^[15]:

$$D(I_M) = aI_M^b\varepsilon \quad (2)$$

式中: a 和 b 是参数,可通过回归分析确定; ε 为均值为 1 的对数正态随机变量,且其对数标准差为 β_D 。

对式(2)取对数可得

$$\ln[D(I_M)] = \ln a + b \ln I_M + \ln \varepsilon \quad (3)$$

利用式(3)建立线性回归模型,采用最小二乘法可以得到 a 和 b 的估计值 \hat{a} 和 \hat{b} 以及 μ_D 和 β_D ,其中 μ_D 和 β_D 可分别用下式表示:

$$\begin{aligned} \ln \mu_D &= \ln \hat{a} + \hat{b} \ln I_M \\ \beta_D &= \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n [\ln D_i - \ln \mu_D]^2}{n-2}} \end{aligned}$$

式中: D_i 为第 i 次非线性时程分析确定的码头位移需求; n 为云图法中采用的地震动记录数目。根据确定的位移需求参数 μ_D 和 β_D , 将其代入式(1)即可确定码头的易损性函数。

1.2 基于条带法的易损性函数

采用条带法确定位移需求模型时,需将 n 条地震动记录调幅 N 次至强度 I_{Mj} ($j=1, 2, \dots, N$), 并对每一个地震动强度水平下的码头进行非线性时程分析以确定位移需求。同云图法一样, 条带法仍假设位移需求服从对数正态分布, 则在 I_{Mj} 下的码头位移需求概率模型为^[13]:

$$P(D > d | I_{Mj}) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln d - \lambda + I_{Mj}}{\beta_{D|I_{Mj}}}\right) \quad (4)$$

式中: $\lambda + I_{Mj}$ 和 $\beta_{D|I_{Mj}}$ 可按下式确定:

$$\lambda + I_{Mj} = \ln \mu_{D|I_{Mj}} - \frac{1}{2} \beta_{D|I_{Mj}}^2 \quad (5)$$

$$\beta_{D|I_{Mj}} = \sqrt{1 + \delta_{D|I_{Mj}}^2} \quad (6)$$

式中: $\mu_{D|I_{Mj}}$ 和 $\delta_{D|I_{Mj}}$ 分别为位移需求 D 的均值和变异系数。

将由式(5)和(6)确定的 $\ln \mu_{D|I_{Mj}}$ 和 $\beta_{D|I_{Mj}}$ 代入式(1)即可确定码头的易损性函数, 即

$$P(C < D | I_{Mj}) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln \mu_C - \ln \mu_{D|I_{Mj}}}{\sqrt{\beta_C^2 + \beta_{D|I_{Mj}}^2}}\right) \quad (7)$$

1.3 码头破坏状态的定义

在基于位移的码头抗震设计方法中, 码头的破坏状态是根据桩身塑性铰材料应变的大小来划分的。根据文献[16]定义了 3 种破坏状态, 如表 1 所示, 表中 ε_c 为混凝土应变, ε_s 为钢筋应变, 地基深处桩塑性铰指塑性铰的深度大于 10 倍桩径。表 1 仅给出了灌注桩码头的桩塑性铰材料应变限值, 对于其他桩型, 可参考文献[16]。对于表 1 中不同位置的塑性铰以及钢筋和混凝土的应变限值, 以应变先达到限值者为准。

表 1 码头破坏状态

Tab. 1 Damage states of wharves

破坏状态	桩顶塑性铰	地基土内桩塑性铰	地基深处桩塑性铰
I - 最小破坏	$\varepsilon_c \leqslant 0.005, \varepsilon_s \leqslant 0.015$	$\varepsilon_c \leqslant 0.005$	$\varepsilon_c \leqslant 0.008$
II - 可控且可修复的破坏	$\varepsilon_c \leqslant 0.025, \varepsilon_s \leqslant 0.060$	$\varepsilon_c \leqslant 0.008$	$\varepsilon_c \leqslant 0.012$
III - 可保障生命安全的破坏	$\varepsilon_s \leqslant 0.080$	$\varepsilon_c \leqslant 0.012$	无限值

2 高桩码头结构模型和地震动记录

2.1 码头结构模型

某高桩码头断面如图 1 所示, 码头宽 34.4 m, 排架间距 8.0 m, 分段长度 112 m。面板厚 0.7 m, 横梁高

2.5 m, 宽 2.0 m; 轨道梁高 2.5 m, 宽 1.8 m。码头面堆载为 40 kPa, 当地平均海平面为 0.25 m。桩采用直径为 1 300 mm 的圆形实心混凝土桩(灌注桩), 混凝土强度为 C40, 桩截面配有 24 根直径为 20 mm 的 HRB400 钢筋, 箍筋采用 HPB300, 直径为 10 mm, 螺旋箍筋间距为 200 mm, 桩-上部结构连接如图 2 所示。各土层物理力学参数见表 2。

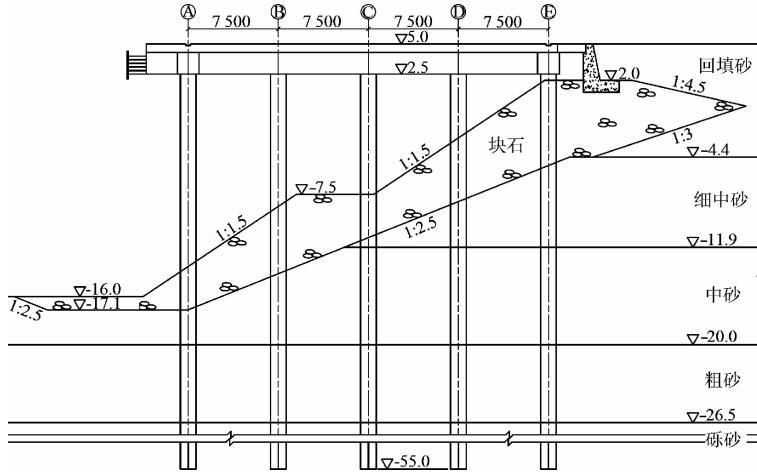


图 1 高桩码头断面(单位:高程,m;其他,mm)

Fig. 1 Transverse section of wharf (unit: elevation in m;
others in mm)

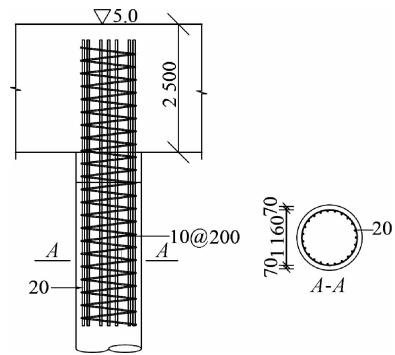


图 2 桩与横梁连接构造(单位:高程,m;其他,mm)

Fig. 2 Details of pile-beam connection (unit: elevation
in m; others in mm)

表 2 各土层特性参数

Tab. 2 Characteristic parameters of various soil layers

土层名称	天然重度/(kN·m ⁻³)	有效重度/(kN·m ⁻³)	内摩擦角/°
块石	17.0	10.0	45.0
回填砂	18.0	9.5	32.0
细中砂	18.2	9.2	32.1
中砂	18.5	10.0	34.0
粗砂	18.6	10.5	36.0
砾砂	18.8	11.1	38.2

由于码头沿其纵向对称, 取一个排架进行分析。基于非线性 Winkler 地基上的梁模型建立码头分析模型, 采用土弹簧模拟桩-土相互作用, 第一个土弹簧设在坡面下 15 cm 处, 坡面下 3 m 范围内间距 30 cm, 3 m 以下范围内间距 60 cm, 整个建模过程在结构分析软件 SAP2000 内完成。土弹簧骨架曲线根据 $p-y$ 曲线^[17]确定, 滞回模型采用软件中的 Kinematic 模型。采用塑性铰模拟桩的非线性特性。考虑采用分布塑性铰模型^[18]代替集中塑性铰模型进而回避塑性铰长度的计算。该模型在可能出现塑性铰的位置设置多个塑性铰, 塑性铰的长度取为塑性铰间距。建模过程中, 将上部结构的质量和堆载(参考文献[16]考虑设计堆载的 10%, 即 4 kPa)的换算质量等效为横梁的质量。

2.2 地震动记录

结构易损性分析中主要考虑的不确定性包括地震动不确定性和结构不确定性。如前文所述, 地震动不确定性对结构统计反应的影响要大于结构不确定性, 故选择合理的地震动记录对易损性分析至关重要。选取地震动记录的方法有很多种, 其中由 Shome 和 Cornell^[19]提出的选波方法在易损性分析中最常用, 其建议基于不同的 M_w - R 条带选取地震动记录, M_w 为矩震级, R 为断层距。基于 Shome 和 Cornell 的方法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 80 条地震波, 此处 R 取为最小断

层距;限于篇幅,地震波信息从略,各地震波的震级与断层距之间的关系如图 3 所示。另外,不同地震动记录的峰值地面加速度 a_{PG} 与断层距的关系见图 4。

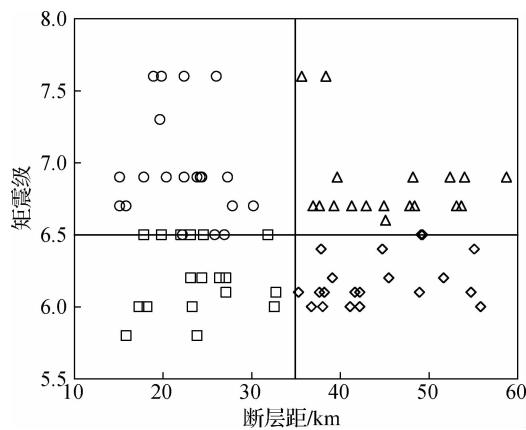


图 3 各地震波震级与断层距之间关系

Fig. 3 Relationships between M_w and R

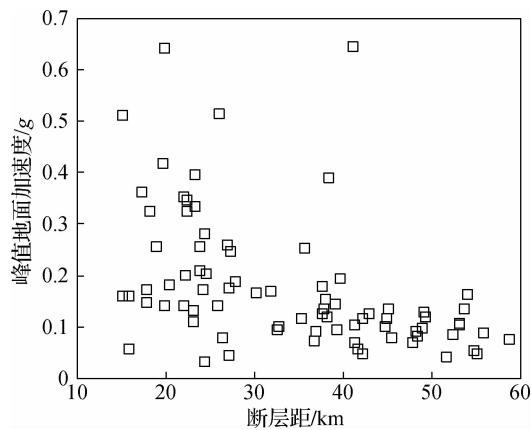


图 4 各地震波峰值地面加速度与断层距之间关系

Fig. 4 Relationships between a_{PG} and R

3 易损性分析结果

对于码头位移能力均值 μ_c ,采用静力非线性 Pushover 分析予以确定,码头的 Pushover 曲线如图 5 所示。码头破坏状态判断如下:I 为最小破坏, $\mu_c = 2.86 \text{ cm}$; II 为可控且可修复的破坏, $\mu_c = 8.81 \text{ cm}$; III 为可保障生命安全的破坏, $\mu_c = 11.50 \text{ cm}$ 。

采用 SAP2000 对码头进行非线性时程分析,分析中采用前述地震动记录。由于在分析中仅针对一个排架进行计算,故时程分析的结果仅是码头的横向位移需求。为得到码头的总位移需求,根据文献[16]的规定,可将横向位移需求乘以动力放大系数 f_{DM} 予以确定,其中 f_{DM} 用于考虑双向水平地震作用和扭转效应的影响。 f_{DM} 的计算式如下:

$$f_{DM} = \sqrt{1 + [0.3(1 + 20e_0/L_l)]^2} \quad (8)$$

式中: e_0 为码头偏心距, L_l 为码头分段长度。根据本案例的条件,可得 $e_0 = 11.34 \text{ m}$, $L_l = 112 \text{ m}$, 则 $f_{DM} = 1.35$ 。

对于云图法,由于无需进行地震波的调幅,因此只需进行 80 次时程分析,不同地震动记录的结果如图 6 所示。

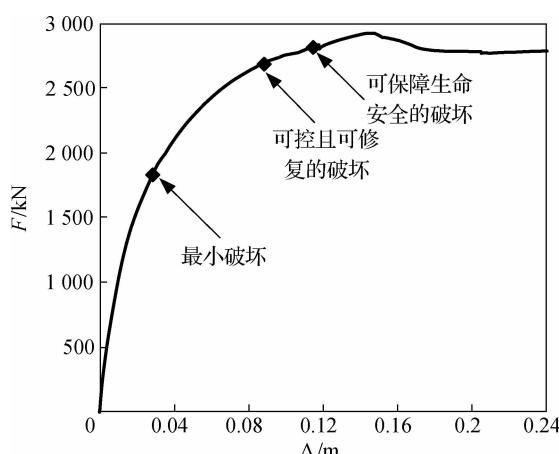


图 5 码头 Pushover 曲线

Fig. 5 Pushover curve for wharf

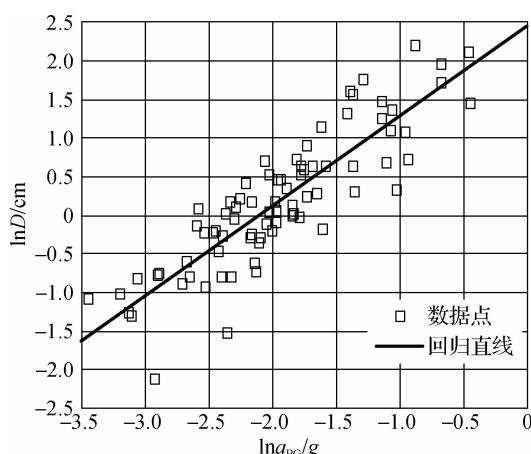


图 6 位移需求的回归分析

Fig. 6 Regression analysis for displacement demands

虽然部分研究^[8]表明,谱强度参数作为地震动强度参数较好,但考虑到抗震设计中常采用 a_{PG} 作为设计参数;另外,本文旨在比较不同易损性分析方法对码头易损性曲线的影响,故地震动强度参数 I_M 采用 a_{PG} 。对不同 a_{PG} 下的位移需求分析结果进行回归分析,可得位移需求均值 μ_D 与 a_{PG} 的关系,如式(9)所示,并可得 $\beta_D = 0.437$ 。再根据式(1)可得码头在表 1 规定的 3 种破坏状态下的易损性曲线

$$\ln(\mu_D) = 1.163 \ln(a_{PG}) + 2.447 \quad (9)$$

对于条带法,由于需要调幅,考虑选取 7 个地震动强度水平($0.10g, 0.20g, 0.30g, 0.40g, 0.50g, 0.60g$ 和 $0.70g$),因此需要进行 $80 \times 7 = 560$ 次时程分析。对于每一强度水平下的位移需求分析结果,由统计分析可得不同强度水平下的参数 μ_D 和 β_D (表 3)。根据式(7)可得码头在表 1 规定的 3 种破坏状态下的易损性曲线(图 7)。

表 3 不同地震动强度水平下 μ_D 和 β_D 的取值

Tab. 3 Values for μ_D and β_D under different values of a_{PG}

μ_D/cm							β_D						
$0.10g$	$0.20g$	$0.30g$	$0.40g$	$0.50g$	$0.60g$	$0.70g$	$0.10g$	$0.20g$	$0.30g$	$0.40g$	$0.50g$	$0.60g$	$0.70g$
0.88	1.90	2.98	4.15	5.42	6.76	8.16	0.3688	0.3805	0.3883	0.4075	0.4260	0.4384	0.4483

由图 7 可看出,由条带法和云图法得到的易损性曲线差别不大,特别是在破坏状态 I 的情况下,且随着地震动强度水平的提高,二者的差别逐渐增大;另外,条带法得到的失效概率要高于云图法,这与云图法采用回归分析方法确定位移需求均值 μ_D 有关。为分析两种方法计算结果的差异,选取 7 个地震动强度水平($0.10g, 0.20g, 0.30g, 0.40g, 0.50g, 0.60g$ 和 $0.70g$)对应的概率值,如图 8 所示;其中条带法和云图法的结果分别用 P_1 和 P_2 表示。由图 8 可见,数据点紧靠 45° 直线。计算两组数据的相关系数,可得破坏状态 I、II 和 III 下的相关系数值 ρ 分别为 $0.9993, 0.9998$ 和 0.9998 ,非常接近于 1,反映出两种方法的计算结果的线性相关性非常好,与图 8 中反映的情况相符,说明两种方法的计算结果相差不大。

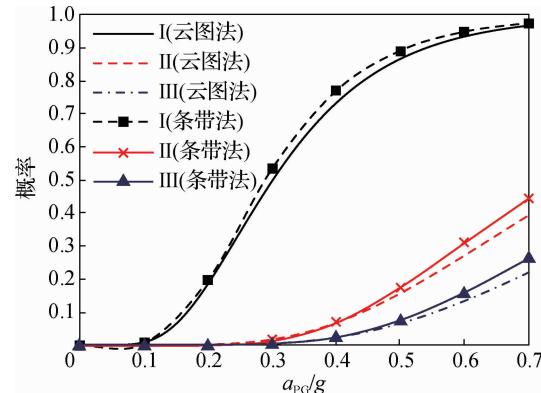


图 7 码头易损性曲线

Fig. 7 Vulnerability curves of wharf

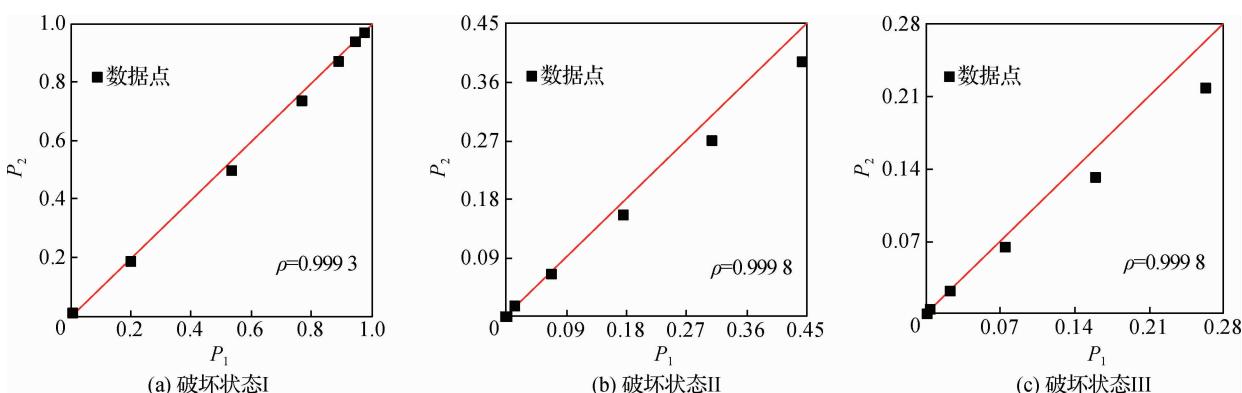


图 8 云图法和条带法计算结果对比

Fig. 8 Comparison between results from cloud map method and stripe method

为分析位移能力不确定性对易损性曲线的影响,考虑将 β_c 取为 0,并采用云图法确定易损性曲线,图 9 给出了考虑 β_c 和未考虑 β_c 的情况下的易损性曲线。由图 9 可见, β_c 对曲线的影响较大,且大于易损性分析方法的影响;除破坏状态 I 以外,不考虑 β_c 会造成计算得到的失效概率偏小,不利于准确地评定码头抗震性能,故在易损性分析中应考虑位移能力不确定性的影响。为说明 β_c 对易损性分析结果的影响大于易损性分析方法的影响,选取 7 个地震动强度水平对应的概率值(见表 4),其中 P'_2 为不考虑 β_c 的分析结果,分别计算两组数据的差值平方和。由表 4 不难看出, β_c 对应的差值平方和要大于易损性分析方法的差值平方和,从而表明 β_c 的影响要大于易损性分析方法的影响。

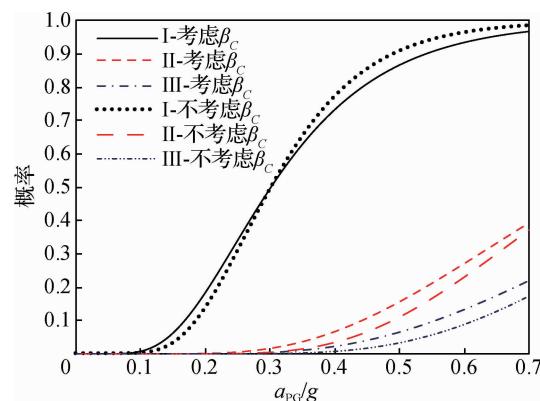
表 4 不同易损性分析方法和 β_c 的结果对比Tab. 4 Comparison between results given by various vulnerability analysis methods and β_c

地震动强 度水平	不同易损性分析方法						不同 β_c					
	破坏状态 I		破坏状态 II		破坏状态 III		破坏状态 I		破坏状态 II		破坏状态 III	
	P_1	P_2	P_1	P_2	P_1	P_2	P_2	P'_2	P_2	P'_2	P_2	P'_2
0.10g	0.006 38	0.007 82	5.9×10^{-7}	2.8×10^{-6}	3.0×10^{-8}	2.3×10^{-7}	0.007 82	0.001 69	2.8×10^{-6}	1.8×10^{-8}	2.3×10^{-7}	7.8×10^{-10}
0.20g	0.198 11	0.184 90	0.000 76	0.001 27	0.000 01	0.000 22	0.184 90	0.138 36	0.001 27	0.000 13	0.000 22	9.7×10^{-6}
0.30g	0.534 41	0.497 03	0.013 68	0.016 61	0.002 98	0.004 24	0.497 03	0.496 40	0.016 61	0.004 90	0.004 24	0.000 71
0.40g	0.769 25	0.733 56	0.068 51	0.067 01	0.022 03	0.022 70	0.733 56	0.775 28	0.067 01	0.034 59	0.022 70	0.007 62
0.50g	0.890 19	0.867 17	0.175 73	0.156 51	0.074 49	0.065 33	0.867 17	0.911 49	0.156 51	0.110 54	0.065 33	0.033 39
0.60g	0.947 45	0.934 86	0.309 49	0.271 27	0.158 92	0.133 16	0.934 86	0.966 75	0.271 27	0.230 08	0.133 16	0.088 81
0.70g	0.974 08	0.967 93	0.443 82	0.393 25	0.262 63	0.219 64	0.967 93	0.987 62	0.393 25	0.371 27	0.219 64	0.174 11
$\sum (P_1 - P_2)^2$	0.003 57		0.004 40		0.002 60		-		-		-	
$\sum (P_2 - P'_2)^2$	-		-		-		0.007 31		0.005 48		0.005 30	

4 结语

通过将码头的总位移作为抗震性能指标,根据云图法和条带法分别给出了码头的易损性函数,借助一个案例阐释了基于位移的高桩码头易损性分析过程,研究了不同分析方法建立的易损性曲线的差异,分析了位移能力不确定性对易损性曲线的影响,主要得出以下结论:

- (1) 基于码头的总位移建立易损性曲线,可以很好地和基于位移的高桩码头抗震设计方法相结合,从概率角度评估码头的抗震性能。
- (2) 由云图法和条带法建立的码头易损性曲线差别不大,考虑到条带法需要的时程分析次数较多,故建议采用云图法建立码头的易损性曲线,但地震动记录的选取应符合一定的准则。
- (3) 位移能力的不确定性对码头的易损性曲线有较大影响,在分析中应予以考虑;由于目前对于码头位移能力不确定性的研究较少,位移能力的对数标准差可近似取为 0.3,但仅适用于采用 Pushover 分析确定码头位移能力的情况,而码头位移能力的不确定性则有待进一步深入研究。

图 9 β_c 对易损性曲线的影响Fig. 9 Effects of β_c on vulnerability curves

参 考 文 献:

- [1] 高树飞, 贡金鑫, 冯云芬. 国内外高桩码头抗震性能和设计方法研究进展 I: 震害和抗震设计方法[J]. 水利水运工程学报, 2016(6): 1-8. (GAO Shufei, GONG Jinxin, FENG Yunfen. Advances in research on seismic performance and design methods for pile-supported wharves Part I: Earthquake damage and seismic design methods[J]. Hydro-Science and Engineering, 2016(6): 1-8. (in Chinese))
- [2] HEIDARY-TORKAMANI H, BARGI K, AMIRABADI R, et al. Fragility estimation and sensitivity analysis of an idealized pile-supported wharf with batter piles[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2014, 61/62(2): 92-106.
- [3] SHAFIEEZADEH A. Seismic vulnerability assessment of wharf structures[D]. Atlanta: Georgia Institute of Technology, 2011.
- [4] CHIOU J S, CHIANG C H, YANG H H, et al. Developing fragility curves for a pile-supported wharf[J]. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 2011, 31(5): 830-840.
- [5] YANG C S W, 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.
- [6] THOMOPOULOS C, LAI C G. Preliminary definition of fragility curves for pile-supported wharves[J]. Journal of Earthquake Engineering, 2012, 16(Suppl1): 83-106.
- [7] HEIDARY-TORKAMANI H, BARGI K, AMIRABADI R. Fragility curves derivation for a pile-supported wharf[J]. International Journal of Maritime Technology, 2013, 1(1): 1-10.
- [8] AMIRABADI R, BARGI K, PIROZ M D, et al. Determination of optimal probabilistic seismic demand models for pile-supported wharves[J]. Structure and Infrastructure Engineering, 2014, 10(9): 1119-1145.
- [9] HEIDARY-TORKAMANI H, BARGI K, AMIRABADI R. Seismic vulnerability assessment of pile-supported wharves using fragility curves[J]. Structure and Infrastructure Engineering, 2014, 10(11): 1417-1431.
- [10] SHAH D. Fragility analysis of pile supported wharf using performance based design[D]. Ahmedabad: Gujarat Technological University, 2016.
- [11] 于晓辉, 吕大刚. 基于云图-条带法的概率地震需求分析与地震易损性分析[J]. 工程力学, 2016(6): 68-76. (YU Xiaohui, LÜ Dagang. Probabilistic seismic demand analysis and seismic fragility analysis based on a cloud-stripe method[J]. Engineering Mechanics, 2016(6): 68-76.)
- [12] MACKIE K R, STOJADINOVI B. Comparison of incremental dynamic, cloud, and stripe methods for computing probabilistic seismic demand models[C] // Proceedings of the 2005 Structures Congress and 2005 Forensic Engineering Symposium, New York, 2005.
- [13] WEN Y K, ELLINGWOOD B R, BRACCI J M. Vulnerability function framework for consequence-based engineering[R]. Urbana: University of Illinois at Urbana-Champaign, 2004.
- [14] KWON O S, ELNASHAI A. The effect of material and ground motion uncertainty on the seismic vulnerability curves of RC structure[J]. Engineering structures, 2006, 28(2): 289-303.
- [15] COMELL C A, JALAYER F, HAMBURGER R O, et al. Probabilistic basis for 2000 SAC federal emergency management agency steel moment frame guidelines[J]. Journal of Structural Engineering, 2002, 128(4): 526-533.
- [16] ASCE/COPRI 61-14 Seismic design of piers and wharves [S].
- [17] API RP 2A-WSD-2005 Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms—working stress design[S].
- [18] CHIOU J S, YANG H H, CHEN C H. Plastic hinge setting for nonlinear pushover analysis of pile foundations[C] // The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, 2008.
- [19] SHOME N, COMELL C A. Probabilistic seismic demand analysis of nonlinear structures[R]. Stanford: Stanford University, 1999.

Seismic vulnerability analysis of pile-supported wharves based on displacement

FENG Yunfen, GAO Shufei

(School of Architecture and Civil Engineering, Liaocheng University, Liaocheng 252000, China)

Abstract: In view of the fact that the total displacement of the wharf is seldom used as a performance index in the seismic vulnerability analysis of the pile-supported wharf at present, a displacement-based vulnerability analysis method is proposed based on the cloud map method and stripe method respectively. The proposed method takes into account the uncertainty of earthquake ground motion and defines the failure status of the pile-supported wharf based on the strain limits of pile material. In order to illustrate this analysis method, 80 earthquake records are used to analyze the vulnerability curves of the pile-supported wharf by using the cloud map method and stripe method respectively. The differences between the vulnerability curves given by two methods are compared, and the influences from the uncertainty of displacement capacity on the vulnerability curves are analyzed. The analysis results show that there is little difference between the vulnerability curves of wharves established by the cloud map method and the stripe method, which can be neglected. However, considering the small amount of calculation of the cloud map method, it is suggested to use the cloud map method in the vulnerability analysis of wharves. The uncertainty of displacement capacity plays an important role in the analysis of the vulnerability curves, and should not be neglected in the analysis and should be taken into account.

Key words: pile-supported wharves; seismic vulnerability analysis; cloud map method; stripe method; displacement capacity uncertainty