

# 预制拼装桥墩抗震易损性分析

刘吉林

中铁第四勘察设计院集团有限公司，湖北武汉，430063；

**摘要：**节段预制拼装桥墩近年来被广泛应用于桥梁下部结构，针对其抗震性能，部分学者对其关键影响因素进行了研究，本文在此基础上，考虑这些因素随机性的影响建立桥梁有限元模型，同时考虑地震动的随机性，进行桥梁结构抗震非线性时程分析。根据桥梁结构地震动响应结果，基于可靠度概率理论分析方法，建立桥梁结构反应概率函数并与地震动作用下桥梁结构不同破坏状态概率函数对比，得到不同破坏状态下预制拼装桥墩桥梁结构的抗震易损性曲线。

**关键词：**预制拼装；桥墩；可靠度；抗震性能；易损性

**DOI：**10.69979/3029-2727.26.01.013

## 引言

近年来，桥梁下部结构预制装配技术发展迅速，此种施工方法，具有施工速度快，对环境友好，安全性能和质量较高，节约施工场地等优点，被广泛应用于城市及跨海桥梁。其中，采用节段预制拼装桥墩为下部结构预制拼装较为常见的处理方式，节段预制拼装桥墩包括各个桥墩预制节段，节段间采用预应力筋相连，这样的结构形式在我国的杭州湾大桥、东海大桥、港珠澳大桥中都得到了应用。

节段预制拼装桥墩与现浇桥墩的抗震机理不同，节段预制拼装桥墩在抗震作用下可能发生接缝的张开和闭合现象，成为摇摆体系，如图1所示。随着研究的深入，多位学者发现在墩底设置耗能装置能够显著提高桥墩的抗震能力。Jui-Chen Wang<sup>[1]</sup>、周忠哲<sup>[2]</sup>、葛继平<sup>[3]</sup>等对此做了研究，发现耗能钢筋的设置能够增加试件刚度和粘滞阻尼比，为结构耗散能力，抑制张角的增大。因此，桥墩底部设置耗能钢筋，通过后张预应力连接各个预制桥墩节段成为预制拼装桥墩的经典模型。对此经典模型，刘丰<sup>[4]</sup>、赵宁<sup>[5]</sup>等进行了抗震性能参数研究，轴压比、预应力筋配筋率、预应力大小、耗能钢筋配筋率等参数对抗震性能影响较大，对工程设计有一定指导意义。但是，这些研究成果大都基于试验和理论研究，研究中也并没有考虑到各个设计参数的随机性对结构性能的影响。

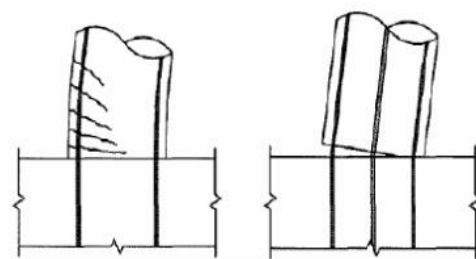


图1 不同形式桥墩柱脚变形图（左：现浇混凝土桥墩；右：节段预制拼装桥墩）

结构抗震易损性分析是指在可能遭受的各种强度地震作用下，结构发生某种程度破坏的概率，可用下式来表示：

$$P_f = P[DI \geq C | IM]$$

式中：IM 为地震动参数（PGA/SA）；C 为结构或构件能力；DI 为结构或构件损伤指标，对应结构或构件需求<sup>[6]</sup>。桥梁工程中常用易损性曲线来描述结构在地震作用下的易损性。易损性曲线定义为在不同强度地震作用下结构超过规定破坏阶段所定义结构承载能力的条件概率，是以地震动强度指标为横坐标、结构反应超过规定破坏状态的概率为纵坐标的一组曲线<sup>[7]</sup>。目前，已有较多学者针对混凝土结构桥梁展开了桥梁抗震易损性研究，但是对于预制拼装桥墩的抗震易损性研究内容较少。

由于预制拼装桥墩与现浇混凝土桥墩在抗震机理上存在较大差异，其抗震影响因素也不相同，因此，对预制拼装桥墩进行抗震易损性评估对于预制拼装桥墩的进一步应用和发展有很大的研究意义。本文基于已有的关于预制拼装桥墩抗震的研究，明确预制拼装桥墩抗

震性能的关键影响因素,考虑这些因素的随机性建立桥梁有限元模型,同时考虑地震动的随机性,进行桥梁结构抗震非线性分析,计算得出桥梁结构地震动响应结果并与其破坏状态进行对比,得出预制拼装桥墩桥梁结构的抗震易损性曲线,对于预制拼装桥墩的抗震设计有较大的指导意义。

## 1 地震易损性分析的基本步骤

形成结构易损性曲线的方法有多种,包括经验分析法和理论分析方法,本文基于可靠度概率分析的理论分析方法形成桥梁结构的易损性曲线,主要包括以下步骤:

(1) 确定影响预制拼装桥墩桥梁结构随机性参数,采用拉丁超立方抽样方法形成 10 组桥梁样本参数,并分别建立非线性有限元动力分析模型;

(2) 从美国太平洋地震工程研究中心(PEER) 强震数据库中选取 50 条地震波。

(3) 随机组合上述桥梁样本和地震波样本,生成 50 个桥梁-地震动分析样本并进行非线性时程有限元分析;

(4) 提取步骤(3)中的桥梁响应结果,与地震波峰值加速度 PGA 进行回归分析,建立桥梁结构响应与地震动参数之间的关系式,得到结构反应的概率函数;

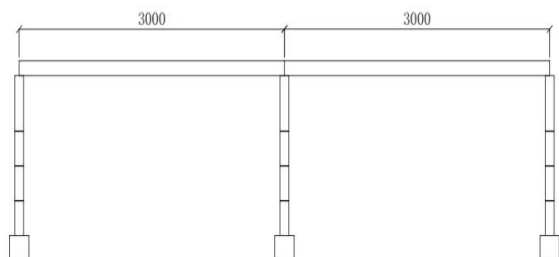
(5) 定义桥梁每一破坏状态并建立相应破坏状态的概率函数;

(6) 基于可靠度理论,计算不同地震动参数下的结构失效概率并绘制桥梁结构易损性曲线。

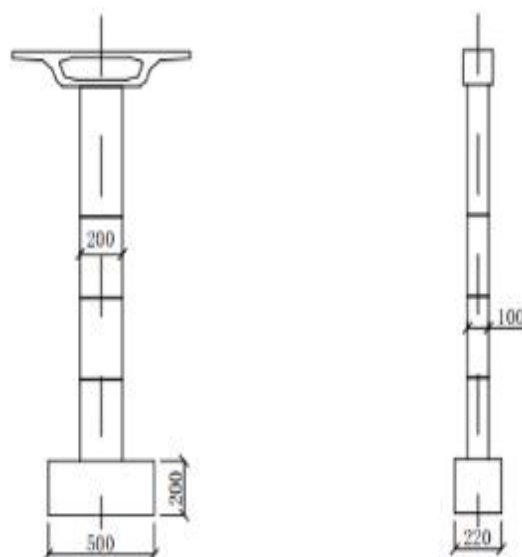
## 2 预制拼装桥墩非线性地震反应分析

### 2.1 桥梁结构随机性

本文以一 2×30m 连续梁桥为研究对象,桥梁上部结构为 C50 混凝土预制箱梁。桥墩采用 C40 混凝土预制拼装桥墩,桥墩尺寸为 1m×2 m,高度为 13.8m,分 4 段拼装施工,分别为 3m×3+4.8m=13.8m,桥梁纵向固定支座设置在中墩,边墩为活动墩。



(a) 桥梁立面图



(b) 桥墩横断面及纵断面图

图 2 连续梁桥断面图(图中单位: cm)

对于预制拼装桥墩,已有研究表明预应力大小及配筋率,耗能钢筋配筋率、轴压比等参数对预制拼装桥墩抗震性能影响较大。对于桥梁结构, Pan Y<sup>[8]</sup>的研究表明上部结构容重、钢筋屈服强度及混凝土强度的影响较大,因此,本文考虑六个随机变量对桥梁随机性的影响,并参考 GB50010-2011《混凝土结构设计规范》<sup>[9]</sup>及李国强<sup>[10]</sup>、吴文鹏<sup>[11]</sup>等人的研究确定了各个参数的分布类型及统计参数,如表 1 所示。为简化计算,采用拉丁超立方抽样方法将这六个参数进行随机组合,得到 10 组桥梁样本,如表 2 所示。

表 1 桥梁建模随机性参数

参数变量	分布类型	统计参数	
		平均值	变异系数
混凝土材料容重 $\rho(\text{kN/m}^3)$	正态分布	26	0.1
桥墩混凝土抗压强度 $f_c(\text{MPa})$	正态分布	27.0	0.12
预应力筋极限强度 $f_{py}(\text{MPa})$	对数正态分布	1860	0.05
预应力筋配筋率 $\rho_p$	正态分布	0.63%	0.035
耗能钢筋屈服强度 $f_y(\text{MPa})$	对数正态分布	400	0.045
耗能钢筋配筋率 $\rho$	正态分布	0.5%	0.035

表 2 桥梁样本参数

混凝土容重 $\text{kN/m}^3$	混凝土强度/Mpa	预应力筋极限强度/Mpa	预应力筋配筋率	钢筋屈服强度/Mpa	耗能钢筋配筋率
27.29	24.55	1946.48	0.645%	419.92	0.500%
24.34	26.99	2012.32	0.602%	386.90	0.500%
27.47	28.75	2012.32	0.629%	391.80	0.492%
24.34	22.72	1741.65	0.637%	371.21	0.492%
26.21	22.72	1946.48	0.631%	419.92	0.481%
22.27	24.55	1854.04	0.631%	433.18	0.525%
22.27	22.72	1783.36	0.618%	386.90	0.506%
27.47	26.99	1920.51	0.645%	386.90	0.513%
28.56	26.99	1920.51	0.660%	391.80	0.518%
27.47	22.31	1892.25	0.660%	409.78	0.525%

## 2.2 地震动随机性

地震动的随机性主要由地震波的随机性表现。本文从美国太平洋地震工程研究中心(PEER)强震数据库中选取了 50 条地震波。这些地震动记录选自 1966 年~1999 年之间的 12 个地震,其中 7 个地震发生在美国,剩余 5 个地震分别发生在日本、意大利、中国台湾地区、伊朗和土耳其。这些地震的震级在 6.19 级~7.62 级之间,平均震级为 7.2 级。

本文重点关注地震波的加速度峰值(PGA),选取的 50 条地震波的加速度峰值(PGA)分布如图 3 所示,选取时保证了覆盖范围广。地震波选取后,随机选取五条地震波与一个模型对应计算。

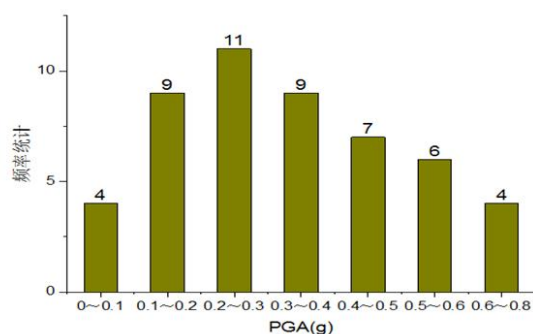


图 3 地震波的加速度峰值 (PGA) 分布

## 2.3 桥梁-地震动样本有限元分析

### 2.3.1 材料本构关系

桥梁结构建模采用 Abaqus 有限元分析软件,其中,桥墩及承台采用 C3D8R 实体单元模拟,箍筋、预应力筋及耗能钢筋采用 T3D2 桁架单元模拟,由于中墩为固定墩,纵向地震作用下,上部结构地震力主要通过固定支座传递给固定墩,其他墩受力较固定墩小,因此忽略主梁刚度,主梁采用质量点模拟以减少模型计算量。

混凝土材料本构选用混凝土损伤塑性模型(CDP),该模型主要是用来分析混凝土结构在循环荷载作用下的分析模型,而且可以模拟硬度退化机制以及反向加载刚度恢复的混凝土力学特性,混凝土材料受压及受拉本构模型参考了 GB50010-2011《混凝土结构设计规范》<sup>[9]</sup>,其图示见图 4、图 5。分析模型中通过更改混凝土强度标准值 $f_{ck}$ 及 $f_{tk}$ 来考虑桥墩抗压强度随机性的影响,通过更改混凝土材料中的密度参数及质量点质量来分别考虑桥墩与主梁混凝土容重参数随机性的影响。

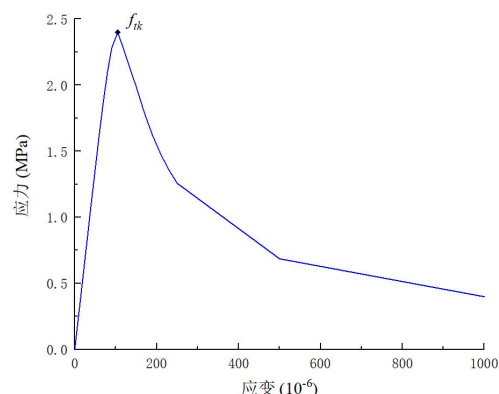


图 4 混凝土受拉本构模型

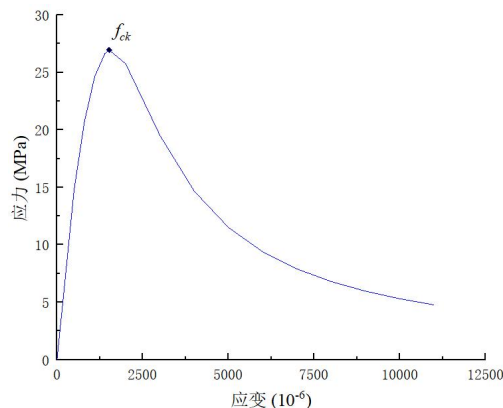


图 5 混凝土受压本构模型

耗能钢筋及预应力筋的本构模型采用双折线硬化

模型，需要定义其屈服强度及极限强度，本文中，钢筋极限强度为其屈服强度 1.2 倍，预应力筋屈服强度为其极限强度 0.9 倍，二者的材料本构模型如图 6、图 7 所示。分析模型中通过更改钢筋屈服强度和预应力筋极限强度来考虑其强度随机性的影响，同时，通过更改桁架单元横截面积考虑预应力筋及耗能钢筋配筋率随机性的影响。

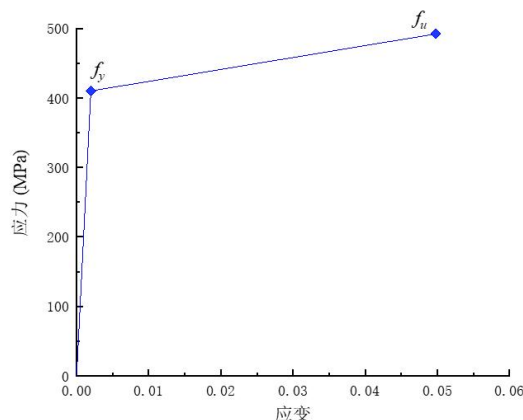


图 6 耗能钢筋材料本构模型

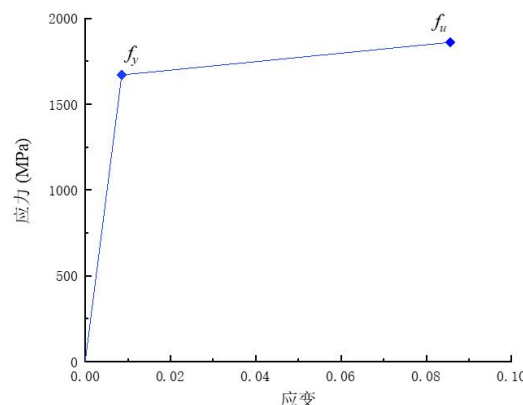


图 7 预应力筋材料本构模型

### 2.3.2 地震波荷载

由于桥梁模型横桥向刚度较大，失效概率较小，因此仅考虑了纵桥向的非线性地震波时程。模型中通过释放桥墩承台底部纵桥向约束并在此施加纵桥向加速度时程来考虑地震波荷载。

### 2.3.3 接触关系模拟

桥墩由各个节段拼装而成，在地震作用下可能发生开合、滑移等现象，从而造成接触面积、压力分布和摩擦力随荷载变化而变化，模型中采用接触模型来模拟预制桥墩节段间接触面的接触行为，分为法向行为及切向行为，其中，法向行为采用“硬”接触行为，如图 8 所示，接触间隙为零时，可以传递很大的法向应力，当接触面为正时，接触面不传递法向正应力。切向行为采用

“罚摩擦”，允许接触面有弹性位移，并且假设接触面间的各向摩擦系数  $\mu$  相同，均取为 0.4，“罚摩擦”行为图示如图 9 所示。

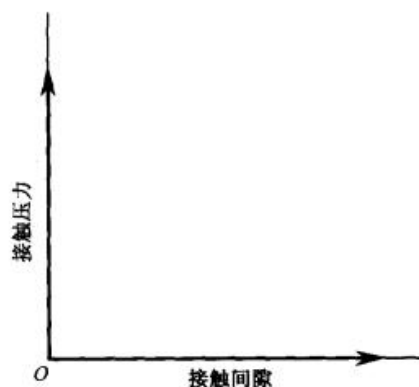


图 8 “硬”接触行为

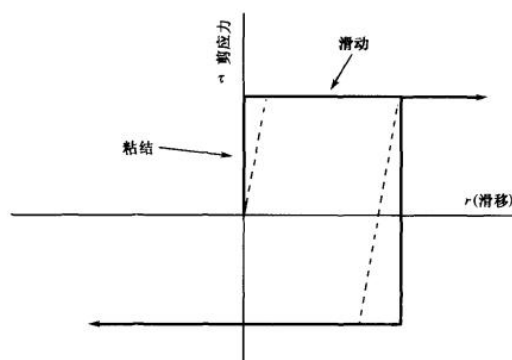


图 9 罚摩擦行为

模型中，预应力筋、耗能钢筋、箍筋均采用“Embedded”约束“嵌固”在相应的桥墩混凝土中，主梁质量点与桥墩顶面采用耦合约束的约束方法。有限元分析模型如图 10 所示。

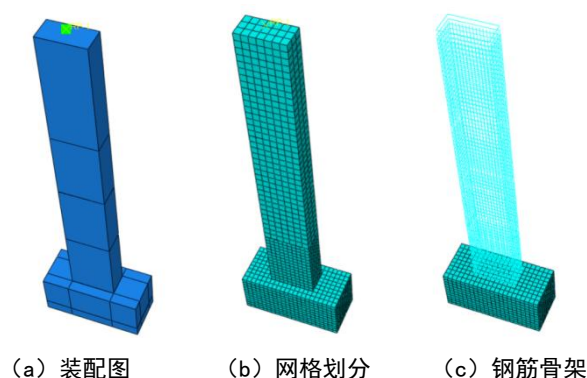


图 10 桥墩有限元分析模型

## 2.4 有限元分析结果

随机组合桥梁样本和地震波样本，生成 50 个桥梁-地震动分析样本进行非线性有限元时程分析。在地震动作用下，桥墩底部混凝土首先进入塑性受力状态，桥墩



受压损伤云图 11 如所示, 受压损伤介于 0~1, 其值越大代表混凝土塑性应变越大, 提取此处的预应力筋及钢筋塑性应变, 如图 12 所示, 此时耗能钢筋及预应力筋纷纷屈服, 通过钢筋滞回耗能, 增强结构耗能能力。

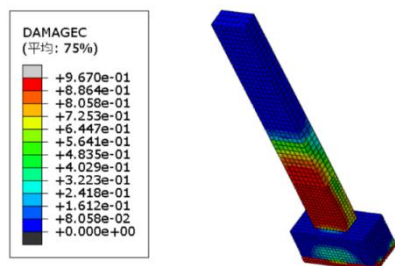


图 11 桥墩混凝土受压损伤

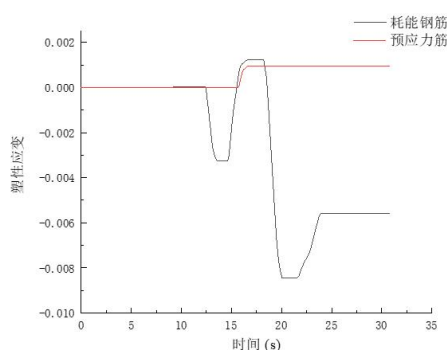


图 12 桥墩底部预应力筋及耗能钢筋塑性应变

桥墩共分为四个预制节段, 由承台往上共四个接触面, 分别定义为接触面 1、2、3、4, 各个预制节段之间的接触面在地震动作用下发生反复张开与闭合的现象, 其中最底部的接触面 1 与接触面 2 的相对位移较大, 靠近桥墩上方的接触面 3 与接触面 4 相对位移较小, 如图 13 所示。

本文分析中, 地震引起的结构反应采用桥墩的相对延性比衡量, 即桥墩的最大位移值与桥墩的屈服位移值的比值, 通过有限元分析可以提取桥墩顶底的相对位移时程曲线, 如图 14 所示, 柱的屈服位移值与桥墩本身尺寸与配筋相关, 详见下文计算。

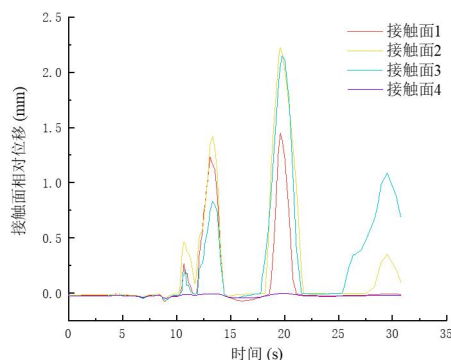


图 13 接触面相对位移

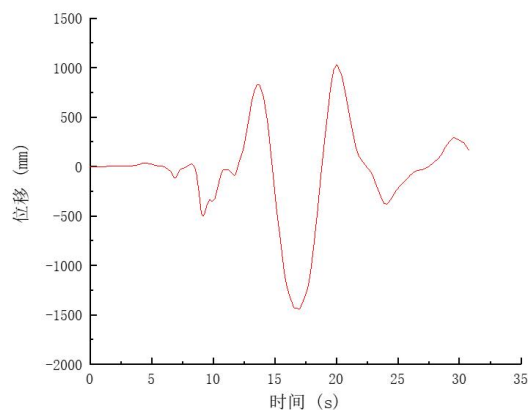


图 14 墩顶底相对位移时程曲线

### 3 桥梁易损性分析

#### 3.1 损伤状态分析

评价桥梁结构的易损性, 首先需根据性能水准来确定结构的破坏状态并量化其损伤指标。基于位移的抗震设计方法强调以位移作为控制, 本文对预制拼装墩柱在地震作用下的响应用墩柱的相对位移延性比来表示, 设计的主要参数包括无损伤、轻微损伤、中等损伤、严重损伤和完全破坏。

其中位移延性比的定义为:

$$\mu_d = \frac{\Delta}{\Delta_{cy1}}$$

$\Delta$  为墩顶响应最大相对位移;  $\Delta_{cy1}$  为钢筋首次屈服时墩顶相对位移。

根据位移延性比得到的墩柱损伤可定义为: 各极限状态对应的墩顶相对位移与钢筋首次屈服时墩顶相对位移之比, 如表 3 所示。

表 3 破坏状态定义表

破坏状态	破坏标准
无损伤	$\mu_d < \mu_{cy1}$
轻微损伤	$\mu_{cy1} < \mu_d < \mu_{cy}$
中等损伤	$\mu_{cy} < \mu_d < \mu_{c4}$
严重损伤	$\mu_{c4} < \mu_d < \mu_{cmax}$
完全破坏	$\mu_{cmax} < \mu_d$

表 3 中  $\mu_{cy1}$  为钢筋首次屈服位移延性比;  $\mu_{cy}$  为等效屈服位移延性比;  $\mu_{c4}$  为墩柱截面边缘混凝土压应变达到 0.004 时的位移延性比;  $\mu_{cmax}$  为最大破坏时的位移延性比。

#### 3.2 损伤状态计算

破坏状态位移计算分为等效屈服前后两个阶段计

算, 计算原理参考《城市桥梁抗震设计规范》, 计算示意图如图 15 所示。

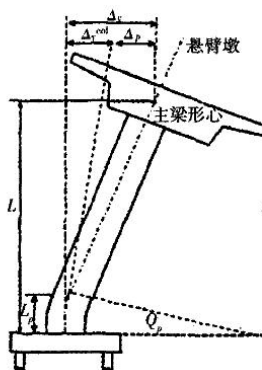


图 15 位移计算示意图

未等效屈服前, 墩顶弹性位移为:

$$\Delta_{\gamma}^{col} = \frac{L^2}{3} \times \varphi_y$$

等效屈服后, 进行墩顶塑性位移计算。首先计算得到等效塑性铰长度  $L_p$ , 而后根据屈服曲率计算得到塑性转角  $\theta_p$ , 最后根据塑性转角计算得到墩顶塑性位移  $\Delta_p$ 。

$$L_p = 0.08L + 0.022f_y d \geq 0.044f_y d$$

$$\theta_p = L_p(\varphi_u - \varphi_y)$$

$$\Delta_p = \theta_p \times (L - L_p / 2)$$

上述公式中,  $L$  为墩高,  $f_y$  即纵向钢筋抗拉强度标准值,  $d$  为纵向主筋直径,  $\varphi_u$  为极限屈服曲率,  $\varphi_y$  为等效屈服曲率。

其中, 屈服曲率采用 XTRACT 软件计算, 按照桥墩实际配筋截面, 计算得到初始屈服曲率为 0.00312, 等效屈服曲率  $\varphi_y=0.00702$ , 极限屈服曲率为  $\varphi_u=0.056$ 。

根据上述公式进行计算, 计算结果见表 4。

表 4 破坏状态位移及对应位移延性比结果

位移	结构承载能力均值 $\Delta_c$ (m)	位移延性比	结构承载能力均值 $\mu_c$
$\Delta_{cyl}$	0.199	$\mu_{cyl}$	1
$\Delta_{cy}$	0.447	$\mu_{cy}$	2.25
$\Delta_{c4}$	0.667	$\mu_{c4}$	3.35
$\Delta_{cmax}$	1.263	$\mu_{cmax}$	6.35

### 3.3 易损性曲线

易损性分析研究中, 常假定结构承载能力的概率  $\mu_c$  和结构响应需求  $\mu_d$  服从对数正态分布, 即:

$$\mu = Ln(\bar{\mu}, \beta)$$

根据有限元分析, 计算得到各个分析模型不同地震

波荷载下桥墩顶底的最大相对位移及位移延性比  $\mu_d$ , 取自然对数后绘制地震动加速度 PGA 与位移延性比  $\mu_d$  散点图, 如图 16 所示, 二者近似呈线性分布, 关系式为:

$$Ln(\mu_d) = 1.1812 + 0.7441Ln(PGA)$$

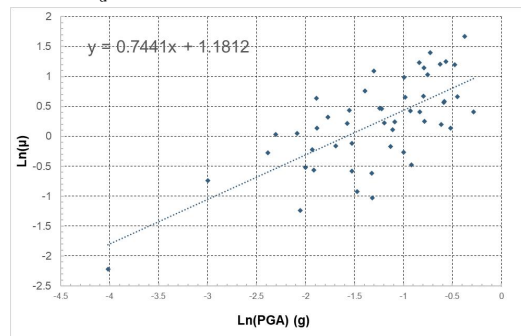


图 16 地震动加速度 PGA 与位移延性比  $\mu_d$  散点图

结构反应  $\mu_d$  超过结构承载力  $\mu_c$  的概率可计算如下:

$$P_f = P_r\left(\frac{\mu_c}{\mu_d} \leq 1\right)$$

考虑  $\mu_c$  和  $\mu_d$  服从对数正态分布, 所以失效概率  $P_f$  可由下式确定:

$$P_f = \Phi\left(\frac{-Ln(\bar{\mu}_c / \bar{\mu}_d)}{\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}}\right)$$

其中:

$$\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2} = 0.5$$

带入  $\mu_d$  线性回归的结果, 得到 PGA 对应的不同损伤状态的易损性曲线:

$$P_f(PGA) = \Phi\left(\frac{Ln(3.258(PGA)^{0.7441} / \bar{\mu}_c)}{\sqrt{\beta_c^2 + \beta_d^2}}\right)$$

根据不同损伤状态下的  $\mu_c$  值, 即可求出不同损伤状态的易损性曲线, 如图 17 所示。

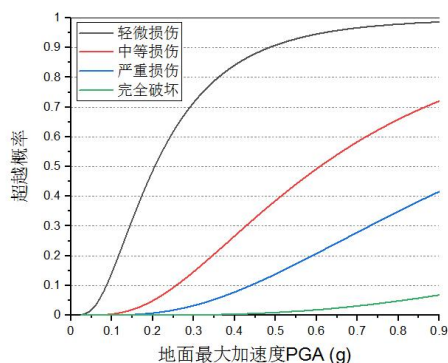


图 17 预制拼装桥墩易损性曲线

## 4 结论

本文以一座  $2 \times 30\text{m}$  跨径预制拼装混凝土桥墩连续梁桥为研究对象,同时考虑桥梁结构和地震动的随机性,分析了地震动作用下预制拼装桥墩受力及变形情况,并以地震波峰值加速度 PGA 作为自变量,得到了预制拼装桥墩的易损性曲线,主要结论如下:

在地震波作用下,预制拼装桥墩底部混凝土首先进入塑性受力状态,耗能钢筋及预应力筋纷纷屈服,各个预制节段之间的接触面在地震动作用下反复张开与闭合。

以位移延性比来反应地震动响应,取自然对数后与地震动加速度 PGA 近似呈线性分布。

根据不同破坏状态的位移延性比,得到了桥墩轻微损伤、中等损伤、严重损伤和完全破坏四种不同破坏状态的桥墩易损性曲线。

## 参考文献

[1]Jui-Chen Wang. Testing and behavioral study of precast segmental columns. Department of civil engineering, National Taiwan University, Taipei, Taiwan, 2005.

[2]CHOU C C, CHEN Y C. Cyclic Tests of Post-tensioned Precast CFT Segmental Bridge Columns with Unbonded Strands[J]. Earthquake Engineering & S

tructural Dynamics, 2006, 35 (2): 159-175.

[3]葛继平. 节段拼装桥墩抗震性能试验研究与理论分析[D]. 上海: 同济大学, 2008.

[4]刘丰. 节段拼装预应力混凝土桥墩拟静力试验和分析研究[D]. 同济大学; 同济大学土木工程学院, 2008. DOI: 10. 7666/d. y1303599.

[5]赵宁. 预制节段拼装空心混凝土桥墩拟静力试验和分析研究. [D]. 上海: 同济大学, 2009.

[6]李立峰, 吴文朋, 黄佳梅, 王连华. 地震作用下中等跨径 RC 连续梁桥系统易损性研究[J]. 土木工程学报, 2012, 45 (10): 152-16.

[7]Hwang H, 刘晶波. 地震作用下钢筋混凝土桥梁结构易损性分析 [J]. 土木工程学报, 2004, 37 (6): 47-51.

[8]Pan Y, Agrawal A K, Ghosn M. Seismic fragility of continuous steel highway bridges in New York State[J]. Journal of Bridge Engineering, 2007, 12 (6): 689-699.

[9]GB50010-2011《混凝土结构设计规范》[S].

[10]李国强, 黄宏伟, 郑步全. 工程结构荷载与可靠度设计原理[M]. 第2版. 中国建筑工业出版社, 2001: 126-134.

[11]吴文朋, 李立峰, 徐卓君, 张旭辉. 不确定性对钢筋混凝土桥梁系统地震易损性的影响[J]. 地震工程与工程振动, 2018, 38 (06): 161-170.