

# 高桩承台体系桥梁 MPA 目标参数的选取方法

曹飒飒<sup>1</sup>, 袁万城<sup>1</sup>, 杨俊<sup>2</sup>

(1. 同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092; 2. 北京中交桥宇科技有限公司, 北京 100176)

**摘要:** 基于 Chopra 解决逆转现象的方法提出了最优目标控制参数概念, 阐述了最优目标控制参数的理论意义和选取原则, 以某上海长江大桥高桩承台体系为研究对象, 实施了选取最优目标控制参数分析过程, 并对该高桩承台体系进行一阶模态推倒分析、多模态推倒分析(MPA)和非线性动力时程分析。结果表明: 选取最优目标控制参数可有效解决高桩承台体系在 MPA 分析中所遇到的逆转现象, 采用最优目标控制参数进行 MPA 分析得到的位移响应与非线性时程分析结果精度接近, 远优于一阶模态推倒分析的结果。

**关键词:** 桥梁高桩承台体系; 逆转现象; 最优目标控制参数; 多模态推倒分析(MPA); 侧向力模式

**中图分类号:** U442.5<sup>+</sup>5

**文献标志码:** A

## Target-parameter Selection Method in Modal Pushover Analysis of Pile Foundation System for Deep Water Bridges

CAO Sasa<sup>1</sup>, YUAN Wancheng<sup>1</sup>, YANG Jun<sup>2</sup>

(1. State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 200092, China; 2. Beijing Zhongjiao Qiaoyu Science and Technology Co. Ltd., Beijing 100176, China)

**Abstract:** A theory of best control parameters (BCP) is developed based on Chopra's approach to tackle the problem. Theoretical derivation and selection principle of BCP are also presented. A modal pushover analysis (MPA) of a pile foundation from Shanghai Changjiang Bridge is then conducted by using the developed BCP approach. First-mode pushover analysis (Po-1) and nonlinear time-history analysis (THA) of the pile foundation system are also conducted as the reference. The following conclusions are drawn through a comparative study: the BCP selection method efficiently resolves the reversal phenomenon in MPA of the pile foundation system; the displacement demands estimated by MPA with the selected BCP are closer to the results of THA, and much better than those provided by Po-1.

**Key words:** pile foundation system for deep water bridges; reversal phenomenon; best control parameters (BCP); modal pushover analysis (MPA); lateral force pattern

在我国近年来建成或在建的杭州湾大桥、上海长江大桥和港珠澳大桥等跨江跨海大桥中, 高桩承台体系作为深水基础应用广泛。这种体系具有如下三个特点: ①承台质量较大; ②部分桩身没有土的包裹, 自由长度(不受土弹簧的约束)较长; ③墩高较大。由于这样的结构特点, 在地震作用下, 体系高阶振型对响应的贡献较大。对桥梁的抗震性能评估可以采用非线性动力时程分析方法, 但是采用这种方法计算量大、耗时较长。计算量小、计算速度快的推倒分析(Pushover)方法受到工程界的普遍关注。在推倒分析中, 传统的侧向力模式如一阶模态分布、倒三角分布, 各阶模态坐标平方和的平方根(SRSS)分布<sup>[1-2]</sup>等很少或者基本没考虑结构体系高阶振型对结构响应的贡献。如果仍采用这些侧向力模式对高桩承台体系进行推倒分析, 结合能力谱方法得到的结构响应可能会产生较大的误差<sup>[3]</sup>。

一些学者研究了将 Pushover 分析应用于桥梁基础的抗震性能评估。盛光祖等<sup>[4]</sup>研究了不同侧向力分布模式在桥梁单墩地震响应分析中的适用性, 认为当结构进入非线性或高阶振型影响显著时, 自适应侧向力模式的推倒分析结果更为精确。叶爱君等<sup>[5]</sup>对桥梁结构群桩基础的抗震性能进行分析时采用的 Pushover 方法运用了单集中力模式。袁万城等<sup>[6]</sup>对桥梁高桩承台体系的推倒侧向力分布模式进行了研究, 提出了双集中力分布模式。以一漂浮体系斜拉桥的高桩承台体系为例, 分别用常见模式以及新模式对模型进行顺桥向的推倒分析, 将分析结果与非线性时程分析的结果比较后发现, 应用新模式

收稿日期: 2013-04-26

基金项目: 国家自然科学基金(51278376, 50978194, 90915011)

第一作者: 曹飒飒(1982—), 男, 博士生, 主要研究方向为桥梁抗震。E-mail: 1010020101@tongji.edu.cn

通讯作者: 袁万城(1962—), 男, 研究员, 博士生导师, 工学博士, 主要研究方向为桥梁振动与抗震。E-mail: yuan@tongji.edu.cn

计算得到的能力曲线同增量动力分析的结果吻合得较好。但是,这些 Pushover 分析方法都没有直接考虑高阶振型对结构响应的贡献。为了考虑高阶振型对结构响应的贡献,Chopra 等<sup>[7]</sup>提出了多模态推倒分析(MPA)方法。将各阶模态形状乘以相应质量作为侧向力分布模式,分别对结构进行推倒分析。将结构推倒至目标位移处,然后将各阶模态推倒分析的结果通过一定的组合方式(SRSS 或完全二次型(CQC))组合起来,从而得到结构的整体响应。MPA 方法使用一般的商用软件如 SAP2000 等即可实施,应用比较方便。为了提供计算效率,随后 Chopra 等<sup>[8]</sup>又提出了修正的多模态推倒分析(MMPA)方法。

在 Chopra 等提出的 MPA 方法中,一般都选取结构顶部位移作为目标控制参数。在对某些竖向不规则结构(刚度或质量在竖向分布有突变的结构)进行高阶模态的推倒分析时,目标位移发生了逆转现象<sup>[9]</sup>。逆转现象是指推倒分析曲线中,目标位移不是单调的增加,而是出现了减小或者反向,如图 4b 中墩顶位移作为目标位移时的推倒分析曲线。逆转现象将使 MPA 分析无法继续进行下去(详见第 3.1 节)。为了使 MPA 方法可以应用到这类结构中,必须解决逆转现象。桥梁高桩承台体系沿高度的刚度和质量分布非常不规则,在推倒分析过程中,极有可能发生逆转现象,使 MPA 方法不能顺利地应用到高桩承台体系的抗震性能评估中。

Chopra 等在文献[10]中分析了逆转产生的原因,并提出了三条解决办法。第三种方法正面解决了 MPA 方法中的逆转现象。但是,Chopra 等仅提供了解决逆转现象的方法,未对目标位移在 MPA 方法中的可替换性以及计算方法给出详细的说明。

本文将探索目标位移的可替换性,提出最优目标控制参数的概念,尝试进一步研究在 MPA 方法中最优化的目标控制参数。最后以某高桩承台体系为例,选用最优化的目标控制参数对其进行了八种地震动输入下的 MPA 分析,将计算结果与一阶模态推倒分析和非线性动力时程分析的结果进行比较,对 MPA 方法在高桩承台体系抗震性能评估方面的适用性进行评价。

## 1 MPA 方法中的目标控制参数

### 1.1 目标控制参数的理论意义及选取原则

在 MPA 方法中,如果将各个模态的推倒分析过程想像为  $n$  个独立发生变化的平行空间,每一个空

间中包括力元素(弯矩、剪力等)和位移元素(节点平移、转动、塑性铰转角等)。在每一个平行空间内,每一个时刻(第  $i$  阶模态推倒分析的第  $j$  步)的各个元素都是确定的并且相对应的,只要找到其中一个参考元素,其他的元素在该时刻的值都可以通过推倒分析获得。参考元素的作用是确定各个独立发展的平行空间在某地震波输入时的状态,即确定各平行空间在某水平地震动输入时各个元素的响应量。它仅仅为一个参数,不具有特殊意义。这个参考元素必须满足一个特点,在整个推倒过程中,它的值是渐增的。满足这个条件的参考元素即可作为目标控制参数,本文将之定义为广义目标参数。广义目标参数并不一定是结构顶部的位移,它也可以是结构其他节点的位移、转角,甚至某单元的弯矩或剪力。同一个结构的 MPA 分析过程中,各个模态的推倒分析也不需要选用同一个目标参数,一些模态选用力元素,其他模态选用位移元素。各阶模态的目标控制参数的值是与各阶模态相应的等效单自由度系统(SDOF)在某条地震波输入下的响应。将各个状态空间在各自目标控制参数值下的响应量通过 SRSS 或 CQC 的方法进行组合,即可得到结构在该地震波输入下的总响应。这就是模态推倒分析的全过程。

最容易计算、推倒分析过程中增长变化率最大的目标参数称为最优目标控制参数。

最优目标控制参数应如何选取?从便于计算的角度出发,一般选择某节点的侧向位移或者结构的基底剪力作为目标控制参数。这是因为它们可以通过代表各阶模态的等效单自由度系统在某条地震波输入下的响应直接求得。等效单自由度系统的恢复力-位移关系是通过结构施加某种侧向力模式进行推倒分析,从基底剪力和某节点位移的对应关系转化得到。为了考虑塑性铰对结构变形的影响,推倒分析一般采用某侧向力模式进行加载并采用结构顶部的位移进行控制。常见的推倒分析曲线会出现刚度退化或产生负刚度,力的增长变化率较小(或负增长)而结构某节点位移的增长变化率较大,此时应选择结构中增长变化率最大的节点位移作为最优目标控制参数。变形增长变化率最大的节点应通过观察推倒分析过程中结构的变形发展历程找出。对于某些特殊情况,如当基底剪力和某节点位移的增长变化率相似(线性或刚度退化较小情况),也可以选择基底剪力作为最优目标控制参数;当力的增长变化率优于位移时(文献[9]附录中图 A2 所示的情况),选用基底剪力作为最优目标控制参数的效果会优于

位移. Chopra 等<sup>[10]</sup>提出的逆转现象前两种解决方法所对应的情况下,均可采用基底剪力作为最优目标控制参数.

## 1.2 目标控制参数的计算方法

将线性系统的模态分解方法延伸到非线性系统,假定结构在进入非线性后,各阶模态仍各自振动,不发生耦合. 在水平地震动输入  $\ddot{u}_g(t)$  下,结构的响应方程可解耦为各个模态对应的单自由度系统方程<sup>[11]</sup>,如下所示:

$$\ddot{q}_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{q}_n + \frac{F_{sn}}{M_n} = -\Gamma_n\ddot{u}_g(t) \quad (1)$$

式中:  $q_n, \omega_n, \zeta_n, \Gamma_n$  和  $F_{sn}$  分别是结构的第  $n$  阶模态对应单自由度系统的模态坐标、自振频率、阻尼比、模态参与系数和恢复力;  $M_n$  为广义质量,  $M_n = \boldsymbol{\varphi}_n^T \mathbf{m} \boldsymbol{\varphi}_n$ ,  $\Gamma_n = L_n / M_n$ ,  $L_n = \boldsymbol{\varphi}_n^T \mathbf{m} \mathbf{l}$ ,  $\mathbf{m}$  为质量矩阵,  $\mathbf{l}$  为影响向量;  $\ddot{u}_g(t)$  代表输入的地震波加速度时程.  $\boldsymbol{\varphi}_n$  是结构第  $n$  阶模态的振型形状, 恢复力  $F_{sn} = F_{sn}(q_n, \dot{q}_n) = \boldsymbol{\varphi}_n^T f_s(u_n, \dot{u}_n)$ ,  $u_n(t) = \boldsymbol{\varphi}_n q_n(t)$ .

令  $q_n(t) = \Gamma_n D_n(t)$ ,  $D_n(t)$  为与模态坐标相应的中间变量, 将之代入式(1)并将式(1)两端同时除以  $\Gamma_n$  可得

$$\ddot{D}_n + 2\zeta_n\omega_n\dot{D}_n + \frac{F_{sn}}{L_n} = -\ddot{u}_g(t) \quad (2)$$

式中:  $F_{sn}/L_n$  和  $D_n$  的关系可由非线性静力推倒分析的方法得到. 恢复力  $F_{sn} = F_{sn}(D_n, \dot{D}_n) = \boldsymbol{\varphi}_n^T f_s(D_n, \dot{D}_n)$ . 分别以与各阶模态对应的侧向力  $s_n = \mathbf{m} \boldsymbol{\varphi}_n$  对结构进行推倒分析, 得到基底剪力  $F_{bn}$  和结构某节点位移  $u_{jn}$  的关系曲线, 下标  $j$  代表结构上的第  $j$  个节点. 通过公式

$$\frac{F_{sn}}{L_n} = \frac{F_{bn}}{M_n^*}, \quad D_n = \frac{u_{jn}}{\Gamma_n \varphi_{jn}} \quad (3)$$

式中:  $\varphi_{jn}$  为  $n$  阶模态第  $j$  个节点的振幅. 转化后, 即可得到  $F_{sn}/L_n$  和  $D_n$  的关系曲线,  $M_n^*$  是结构第  $n$  阶模态质量. 进而可由式(3)计算出  $D_n(t)$ , 对应  $A_n(t)$  的值为

$$A_n(t) = \omega_n^2 D_n(t) \quad (4)$$

结构的目标控制参数由下式计算:

$$F_{bn} = M_n^* A_n(t), \quad u_{jn} = u_{jn}(t_{\max}) = \Gamma_n \varphi_{jn} D_n(t_{\max}) \quad (5)$$

式中:  $t_{\max}$  为响应量最大时刻.

由式(5)可以看出, 在某些情况下(如结构某阶模态的推倒分析未进入非线性), 如果可以选取结构基底剪力作为最优目标控制参数, 则不需要考虑振型形状的影响, 相对于常用的结构顶部位移, 具有一

定的优势.

## 2 简化高桩承台体系及计算参数

### 2.1 某高桩承台体系

本文选取从上海长江大桥某桥墩简化得到的高桩承台体系作为实例(见图1). 将上部结构简化为质点并与墩顶刚接, 其质量取相邻两跨上部质量的一半. 将承台简化为质点并与桩顶及墩底刚接. 桩土相互作用根据 Chen<sup>[12]</sup> 提出的等效悬臂桩模型简化, 假定桩在土的一定深度下固结, 不计此深度上的桩土相互作用.

图1展示了上海长江大桥某桥墩简化的高桩承台体系模型. 桩和承台采用 C30 混凝土, 墩采用 C40 混凝土. C30, C40 混凝土和钢筋的标准强度分别为 20.1, 26.8, 335 MPa. 桥梁上部结构和承台的简化质量分别为 3 061, 1 142.5 t. 有效桩长、承台高度、墩高分别为 8, 3.5, 20 m. 上部结构简化质量质心到墩顶距离为 1.8 m. 承台下有双排共六根桩, 横向和纵向桩间距均为 4.5 m.

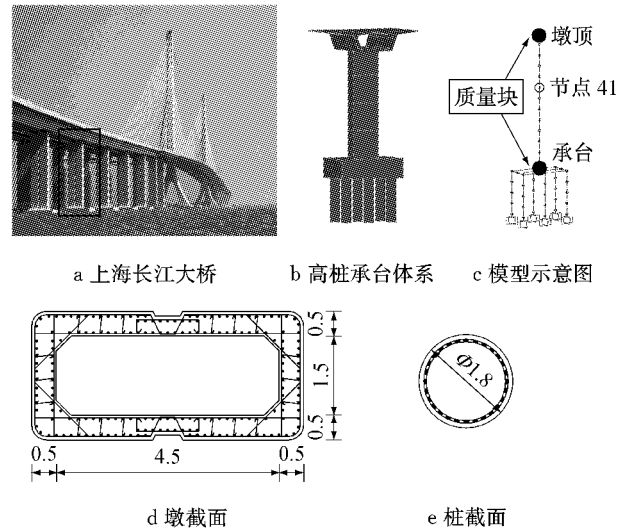


图1 上海长江大桥某高桩承台体系(单位:m)

Fig.1 A pile foundation system of Shanghai Changjiang Bridge(unit: m)

### 2.2 建立模型

采用开源的 OpenSees 软件建立该高桩承台体系的模型<sup>[13]</sup>, 墩和桩采用基于刚度法理论的 dispBeamColumn 进行模拟. 所有刚性连接均使用刚臂模拟, 不考虑 P-Delta 效应. 模型的第一阶自振周期  $T_1$  为 1.766 s, 通过第一阶周期  $T_1$  和  $0.1T_1$  设定体系 0.05 的阻尼比. 所有的推倒分析及非线性时程分析均只在纵桥向进行, MPA 分析计入前三阶模态的贡献.

## 2.3 地震波

为了使此高桩承台体系高阶振形的贡献显著,选取文献[14]中的八条地震波进行静力和动力分

析。八条地震波的基本特性如表 1 所示,包括五条近场和三条远场地震。所有地震波下载于 PEER 地震数据库和 COSMOS 虚拟数据中心。

表 1 地震波记录

Tab.1 Earthquake wave records

类别	地震波	年份	地震名称	震级	记录场地	震中距/km	场地类别	方向	PGA/ $g$	PGV/( $\text{cm} \cdot \text{s}^{-1}$ )
远场	Kern	1952	Kern County	7.5	Taft	36.2	D	111	0.18	17.50
	Bigbear	1992	Big Bear	6.4	Desert Hot Spr. (New Fire Stn.)	40.1	D	090	0.23	19.14
	Moorpark	1994	Northridge	6.7	Moorpark (Ventura Fire Stn.)	26.4	D	180	0.29	20.97
近场	Erzincan	1992	Erzincan	6.7	Erzincan	2.0	C	EW	0.50	64.32
	Cape	1992	Cape Mendocino	7.1	Petrolia (General Store)	15.9	C	090	0.66	90.16
	Loma	1989	Loma Prieta	7.0	Los Gatos (Parent Center)	3.5	C	000	0.56	94.81
	Sylmar	1994	Northridge	6.7	Sylmar Olive (View Hospital)	6.4	D	360	0.84	170.37
	Kobe	1995	Kobe	6.9	JMA	0.6	C	000	0.82	81.62

注: NEHRP 场地类别划分原则为 C 类剪切波速  $360 \sim 760 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ , D 类剪切波速  $180 \sim 360 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$ ; PGA 为所选地震波的峰值加速度; PGV 为所选地震波的峰值速度。

## 3 最优目标控制参数的选取

### 3.1 模态推倒曲线

该模型的前三阶模态(模态 1~3)的振型、自振周期( $T_1, T_2, T_3$ )及相应的侧向力分布模式如图 2 所示。标高指质点相应于桩底固结点的相对高度。由于上部结构和承台的质量较大且集中于一点,所以

这两处的侧向力比墩身或桩身的侧向力大很多。在第二阶模态侧向力模式中,承台的侧向力几乎达到了上部结构简化质点处的 6 倍。

该模型的各阶模态推倒分析过程中结构的变形历程如图 3 所示。图 3a~c 中每条曲线分别表示在模态 1~3 的推倒分析过程中,墩顶位移  $u_t$  达到某一定值时高桩承台体系的变形轮廓。选取墩顶位移作为最优目标控制参数。在第二阶模态的推倒分析过程中,当在桩端和墩底产生了塑性铰后,由于承台发生平移、转动并且墩底发生塑性转动,墩顶位移从正变负继而不断增大,出现了逆转。这表明墩顶位移不再适合作为最优目标控制参数。24 m 处节点 41 的侧移则处于不断增加且增长率较大,故此时应选取节点 41 侧移作为最优目标控制参数。在第三阶模态的推倒分析过程中,墩顶和节点 41 位移的增长变化率基本一致。但是,节点 41 位移较墩顶大很多,选取此节点作为目标控制参数可以减少计算误差,故应选取此节点的位移作为最优目标控制参数。

图 4 给出了该模型以墩顶位移、节点 41 位移和承台位移作为目标控制参数时各阶模态的推倒曲线。Step 1~ $n$  代表推倒分析过程中的第 1~ $n$  步。第一阶和第三阶模态分别选用墩顶位移和节点 41 侧移作为最优目标控制参数是合理的,增长变化率较其他目标控制参数大。在第二阶模态的推倒分析曲线中,当墩顶位移增加到较小值(0.03 m 附近)时,就不再增加。随着推倒分析的进行,墩顶位移开始减小,继而出现了反向并迅速增大。与文献[9]附录 A

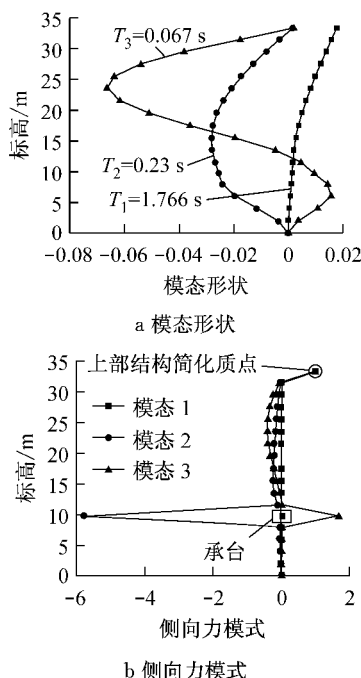


图 2 模态形状及侧向力分布模式

Fig.2 Mode shape component and lateral forces

中阐述的一样,高桩承台体系作为一种竖向不规则结构,墩顶作为控制点得到的第二阶模态的推倒分析曲线出现了逆转现象.由于在出现逆转的恢复力-位移曲线中,某个位移处对应的恢复力不惟一,这使得无法对等效单自由度体系进行求解,MPA 因此

将无法进行.而以节点 41 侧移作为目标控制参数得到的推倒分析曲线可以保证 MPA 方法顺利进行.需要说明的是,在图 3b 所示的推倒分析过程中,基底剪力、承台位移和节点 41 位移都是负值,为了显示方便,图 4b 将它们画成了正值.

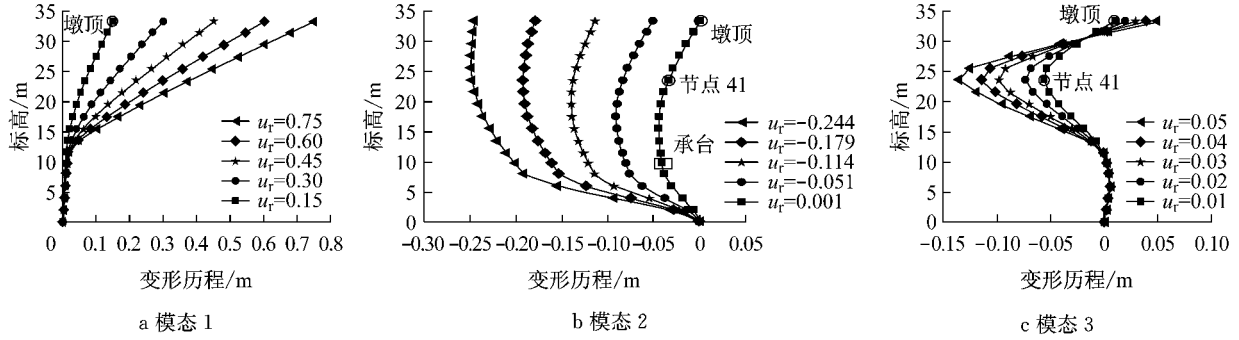


图 3 前三阶模态推倒分析体系的变形历程

Fig.3 Deformed history of the system for pushover analysis of the first three modes

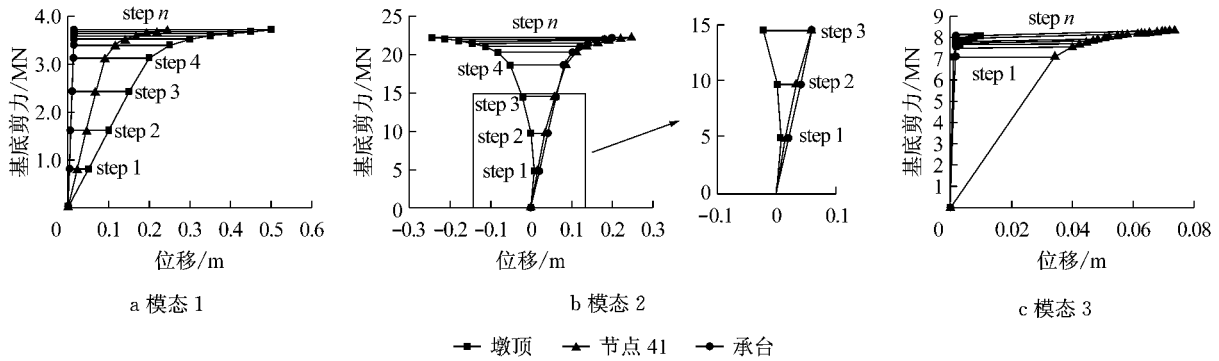


图 4 前三阶模态的推倒曲线

Fig.4 The first three modes pushover curves

需要说明的是,第三阶模态的推倒分析曲线进入塑性后,也是位移的增长率较大,但由于第三阶模态对应的单自由度体系在所选地震动输入下,均处于弹性阶段(下文将给出证明),故此时不仅可选择节点 41 侧移,也可选择基底剪力作为最优目标参数.

### 3.2 最优目标控制参数的确定

该模型的各阶模态选取的最优目标控制参数如表 2 所示.此处选取了基底剪力作为模态 3 的最优目标控制参数.

表 2 最优目标控制参数

Tab.2 The best control parameters		
模态 1	模态 2	模态 3
墩顶位移	节点 41 位移	基底剪力

将各阶模态的推倒分析曲线转化为双折线,并进一步转化为与各阶模态对应的等效单自由度系统.在表 1 所示各地震动作用下,对这些单自由度系

统进行非线性动力时程分析,得到各阶模态的最优目标控制参数值如表 3 所示.

表 3 最优目标控制参数值

Tab.3 Values of the best control parameters			
地震波	墩顶位移/m	节点 41 位移/m	基底剪力/kN
Bigbear	0.048 298	0.012 150	96.46
Cape	0.438 123	0.020 922	273.42
Erzincan	0.452 877	0.027 552	205.69
Kern	0.086 386	0.009 831	68.99
Kobe	0.368 783	0.056 173	313.87
Loma	0.917 201	0.026 357	259.91
Moorpark	0.088 232	0.016 048	123.87
Sylmar	0.442 875	0.064 355	340.75

由表 3 可以看出,该模型的第三阶模态的最优目标控制参数(基底剪力)最大值为 340.75 kN,远远小于图 5c 的屈服剪力(7 MN),说明在所选的八种地震动输入下,第三阶模态均处于弹性阶段,这支持了第 3.1 节的判断,基底剪力也可以作为最优目标控制参数.

为了便于观察,图 5 示意了该模型各阶模态的推倒分析曲线、简化双折线以及最优控制目标参数值.图 5c 由于目标控制参数差别不大,重叠在一起.由于该模型的一阶模态在 Loma 地震波下的目标位移较大(约 0.917 m),实际墩顶不允许发生这么大的横向位移,故此处未标识出来.计算目标位移时,

一阶模态对应的等效单自由度系统在 Kobe, Cape, Sylmar, Erzincan 和 Loma 下和二阶模态对应的等效单自由度系统在 Kobe, Sylmar 和 Erzincan 下是非线性的响应,不能用弹性反应谱求解.其他情况下,利用弹性反应谱计算各阶模态的响应是可接受的.

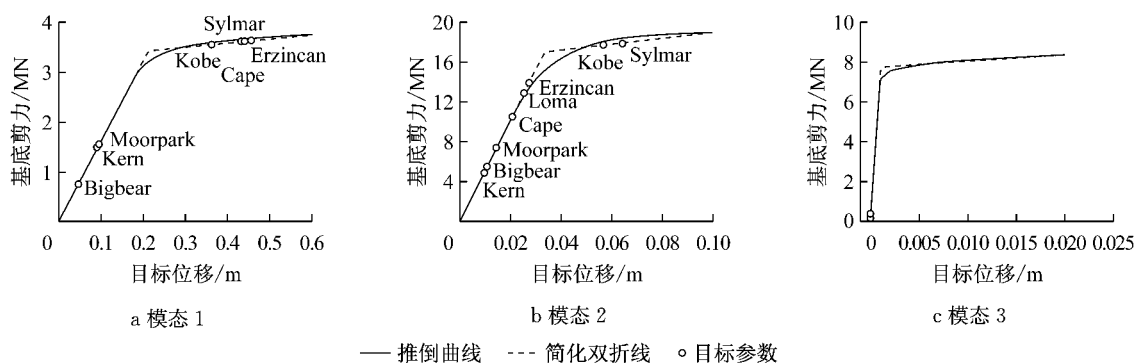


图 5 各阶模态的目标位移  
Fig.5 Target roof displacements for every mode

## 4 计算结果及分析

根据表 3 所列的各阶模态对应的最优目标控制参数值,如表 1 所示地震波在纵桥向输入时,采用 MPA 方法对该体系的水平地震位移响应进行计算.需要说明的是,模态 3 的最优目标控制参数也可以选择节点 41 的位移.由于选择位移作为最优目标控制参数比较常见,而基底剪力很少作为最优目标控

制参数,故本文的计算选取了基底剪力作为模态 3 的最优目标控制参数以支持本文的观点.同时采用非线性动力时程分析(下文简称 THA)和常用的一阶模态侧向力模式的推倒分析(下文简称 Po-1),对该高桩承台体系抗震性能进行计算.

### 4.1 墩顶位移、墩和桩的最大位移

在表 1 所列八条地震波输入下,该高桩承台体系由 MPA, Po-1, THA 三种方法计算得到的墩顶、墩侧移和桩侧移(承台质心位移)如图 6 所示.

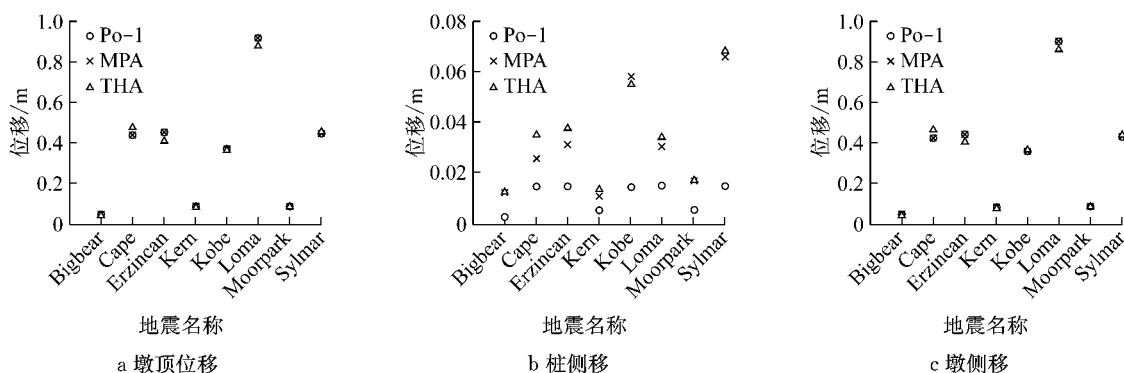


图 6 墩顶位移、墩和桩的最大侧移  
Fig.6 The maximum pier-top displacement, pier drift and pile drift

Po-1 和 MPA 对墩顶位移和墩侧移的计算结果与 THA 分析结果匹配得较好,两种方法的预测值相差不大.但在计算桩侧移时,MPA 的计算结果明显比 Po-1 的结果更接近 THA 的基准值, Po-1 对桩侧移计算精度较差.在 Cape 和 Erzincan 地震动输入时,MPA 对桩侧移的预测与 THA 基准值相差稍

大.各阶模态对桩侧移的贡献、SRSS 组合下的结果以及 THA 分析得到的桩侧移如表 4 所示.模态 1 和模态 2 在 Cape 和 Erzincan 地震动输入时的贡献比较接近,如果仍采取 SRSS 组合方式会带来误差.在这种情况下,应考虑采用 CQC 方法进行组合.在其他情况下,模态 1 和模态 2 的贡献相差较大, SRSS

表 4 桩侧移计算值及误差

Tab.4 Computation results and errors of pile drift

地震波	$u_{d,model1}/m$	$u_{d,model2}/m$	$u_{d,model3}/m$	$u_{d,SRSS}/m$	$u_{d,THA}/m$	$e/\%$
Bigbear	0.003 151	0.012 200	0.000 021	0.012 600	0.012 634	-0.26
Cape	0.014 980	0.020 922	0.000 058	0.025 732	0.035 490	-27.49
Erzincan	0.015 028	0.027 600	0.000 044	0.031 426	0.037 909	-17.10
Kern	0.005 648	0.009 800	0.000 015	0.011 311	0.013 585	-16.74
Kobe	0.014 720	0.056 200	0.000 067	0.058 096	0.055 136	5.37
Loma	0.015 481	0.026 400	0.000 056	0.030 604	0.034 227	-10.58
Moorpark	0.005 779	0.016 000	0.000 026	0.017 012	0.017 491	-2.74
Sylmar	0.014 997	0.064 400	0.000 073	0.066 123	0.068 442	-3.39

注:  $u_{d,model1}$ ,  $u_{d,model2}$ ,  $u_{d,model3}$ ,  $u_{d,SRSS}$ ,  $u_{d,THA}$  分别为模态 1、模态 2、模态 3、模态 1~3 之和、时程分析对应的桩侧移计算值;  $e = (u_{d,SRSS} - u_{d,THA})/u_{d,THA} \times 100\%$ 。

组合下的结果由较大的贡献控制,MPA 对桩侧移的计算结果还是比较接近于 THA 基准值。

#### 4.2 墩、桩的最大塑性铰转角

图 7 给出了在八种地震动输入下,采用三种计算方法得到的墩和桩的最大塑性转角。墩的最大塑性转角对应墩底的塑性铰,桩的最大塑性转角为六根桩桩底塑性变形的最大值。在 Bigbear, Kern 和 Moorpark 三种远场地震动输入时,墩和桩均未发生塑性变形。在近场地震动输入时,Po-1 和 MPA 对墩的塑性铰转角的计算结果一致,与非线性动力时程 THA 的计算结果很接近;采用 Po-1 方法评估的桩全部均未发生塑性变形,采用 MPA 方法所计算的桩的塑性铰转角在 Kobe 和 Sylmar 输入时与 THA 分析结果非常接近,在其他近场地震动输入(Cape, Erzincan 和 Loma)时,MPA 方法评估的桩未发生塑性变形,然而 THA 计算结果表明,这些都产生了比较小的塑性变形(最大值为 Erzincan 地震波输入时的 0.000 892)。

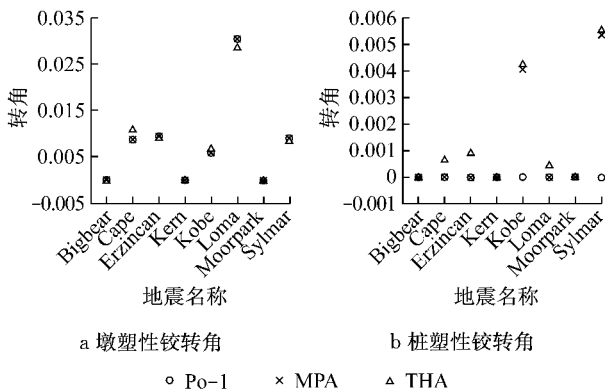


图 7 墩和桩的最大塑性铰转角

Fig.7 The maximum plastic hinge rotations of pier and piles

Po-1 方法不能有效地评估桩的塑性铰转角。采用 MPA 方法所预测的墩和桩的塑性铰转角与

THA 计算结果很接近,虽然在某些地震动输入(Cape, Erzincan 和 Loma)时 MPA 未预测到桩的塑性转动,但这些塑性转动的幅度都非常小(最大值为 Erzincan 地震波输入时的 0.000 892),桩的承载力尚未发生显著降低,其影响可以忽略。

#### 4.3 墩、桩的最大内力

八种地震动输入下,采用 Po-1,MPA 和 THA 计算得到的墩和桩的最大弯矩、最大剪力如图 8 和 9 所示。

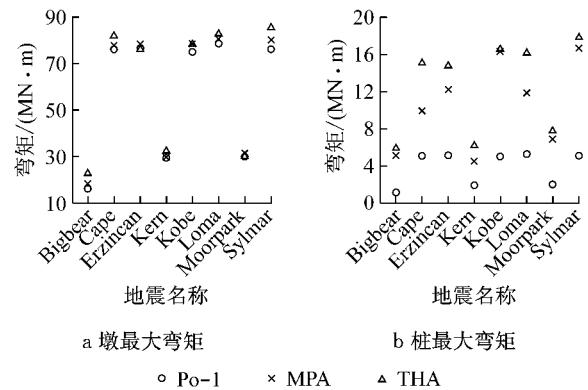


图 8 墩和桩的最大弯矩

Fig.8 The maximum moments of pier and piles

Po-1 和 MPA 方法均能准确估计墩的最大弯矩,计算结果与 THA 结果符合得较好。MPA 方法计算结果的精度略微高于 Po-1 方法。Po-1 方法远远低估了桩的最大弯矩,其与 THA 方法计算结果的误差在 65.1%到 81.5%之间。MPA 方法对桩最大弯矩的评估精度较 Po-1 方法有较为明显的提升,其与 THA 方法计算结果的误差最大为 34.2%。在 Cape, Kern 和 Loma 地震动输入时,MPA 方法对桩最大弯矩的评估精度稍差,其与 THA 方法计算结果的误差分别为 34.2%,26.1%和 26.4%。

Po-1 和 MPA 方法均低估了墩和桩的最大剪力。Po-1 和 MPA 方法对墩的最大剪力计算结果与

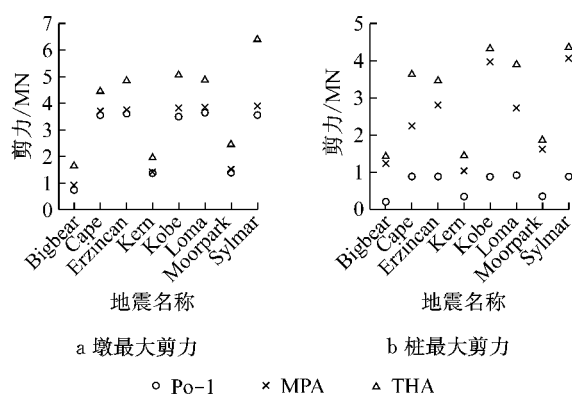


图 9 墩和桩的最大剪力

Fig. 9 The maximum shear forces of piers and piles

THA 结果之间的误差较大,在 17.8%到 44.5%之间. MPA 方法计算结果的精度略好于 Po-1 方法. MPA 方法对桩最大剪力的评估精度与 Po-1 方法相比有较为明显的提升,其与 THA 方法计算结果的误差在 30%以内(除 Cape 外). 在 Cape, Kern 和 Loma 地震动输入时,MPA 方法对桩最大剪力的评估精度稍差,其与 THA 方法计算结果的误差分别为 38.2%,29.7%和 29.9%.

## 5 结论

(1) 由于桥梁高桩承台体系沿高度方向刚度和质量分布差别很大,采用 MPA 方法对其进行抗震性能评估时,极易遇到逆转的问题. 对各阶模态的推倒分析选用最优目标控制参数,可以有效解决逆转问题,使 MPA 方法可顺利地应用于桥梁高桩承台体系的抗震性能评估.

(2) 最优目标控制参数并非只能是结构顶部位移,还可以选择结构其他节点的位移或者基底剪力. 应选择增长变化率最大的参数作为最优目标控制参数. 各阶模态的推倒分析可以选用不同的最优目标控制参数,并不需要选用同一个最优目标控制参数.

(3) 在最优目标控制参数下,通过 MPA 方法计算得到的墩和桩的位移、塑性铰转角与 THA 的计算结果符合得较好,这说明本文选择最优目标控制参数的方法是可行的. 通过 MPA 方法计算得到的构件内力与 THA 的结果相差稍大,精度比所计算的位移响应精度略差.

(4) 由于计入了高阶振型的贡献,MPA 的分析结果远优于 Po-1 的分析结果,更接近于 THA 分析结果. Po-1 可以对墩的位移和内力做出有效的评估,但是对桩的位移和内力的评估远远低于精确值. MPA 方法不仅可以对墩的抗震性能做出有效的评估,还可以对桩的抗震性能做出有效的评估.

## 参考文献:

- [1] American Society of Civil Engineers. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings [R]. Washington D C: Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [2] Applied Technology Council. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings [R]. Redwood City: Seismic Safety Commission of State of California, 1997.
- [3] Krawinkler H, Seneviratna G D P K. Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation [J]. Engineering Structures, 1998, 20: 452.
- [4] 盛光祖, 李建中, 陈亮. 桥梁单墩不同侧向力分布模式 Pushover 分析方法[J]. 振动与冲击, 2010, 29(2): 170. SHENG Guangzu, LI Jiangzhong, CHEN Liang. Pushover analysis of different distribute lateral load patterns for seismic assessment of bridge piers[J]. Journal of Vibration and Shock, 2010, 29(2): 170.
- [5] 叶爱君, 鲁传安. 基于 Pushover 分析的群桩基础抗震性能分析方法[J]. 土木工程学报, 2010, 43(2): 88. YE Aijun, LU Chuan'an. A seismic performance analysis approach based on Pushover analysis for group pile foundations [J]. China Civil Engineering Journal, 2010, 43(2): 88.
- [6] 袁万城, 杨俊. 桥梁高桩承台体系推倒分析侧向力分布模式研究[J]. 同济大学学报: 自然科学版, 2008, 36(11): 1467. YUAN Wancheng, YANG Jun. Lateral load pattern study of pushover analysis for elevated pile foundation system of bridges [J]. Journal of Tongji University: Natural Science, 2008, 36 (11): 1467.
- [7] Chopra A K, Goel R K. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(3): 561.
- [8] Chopra A K, Goel R K, Chintanapakdee C. Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands[J]. Earthquake Spectra, 2004, 20 (3): 757.
- [9] Chopra A K, Chintanapakdee C. Evaluation of modal pushover analysis using vertically irregular frames [C/CD]// Proceedings, 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver: [s. n.], 2004.
- [10] Chopra A K, Goel R K. Role of higher-mode pushover analyses in seismic analysis of buildings[J]. Earthquake Spectra, 2005, 21(4): 1027.
- [11] Chopra A K. Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering [M]. Englewood Cliffs: Pearson Prentice Hall, 2007.
- [12] Chen Y. Assessment on pile effective lengths and their effects on design I. assessment[J]. Computers and Structures, 1997, 62(2): 265.
- [13] Mazzoni S, McKenna F, Scott M H, et al. Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees) user command-language manual [M]. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2007.
- [14] Kalkan E, Kunnath S K. Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures[J]. Journal of Structural Engineering, 2006, 132(11): 1721.