

多联连续梁桥横桥向多模态推倒分析方法

曹飒飒, 袁万城

(同济大学 土木工程防灾国家重点实验室, 上海 200092)

摘要: 研究多联连续梁桥横桥向的多模态推倒分析(MPA)方法,用于初步设计阶段的抗震性能评估,并进一步对比分析了 Luca 折线简化方法与 FEMA-356 中折线简化方法应用于多模态推倒分析方法中的效果.以某三联主线桥为研究对象,进行多模态推倒分析和非线性动力时程分析.结果表明:多模态推倒分析方法可以对多联连续梁桥的抗震性能做出有效评估,Luca 折线简化方法与 FEMA-356 中的折线简化方法相比优越性不明显.

关键词: 连续梁桥; 多模态推倒分析(MPA); 延性; Luca 折线

中图分类号: U442.5⁺5

文献标志码: A

Modal Pushover Analysis Method in Transverse Direction of Multi-span Continuous Bridges

CAO Sasa, YUAN Wancheng

(State Key Laboratory for Disaster Reduction in Civil Engineering, Tongji University, Shanghai 201804, China)

Abstract: Modal pushover analysis method in transverse direction of multi-span continuous bridges is studied for seismic performance evaluation of bridges in preliminary design stage. Moreover, effects of near-optimal piecewise linear fits and FEMA-356 fits in modal pushover analyses are compared. Modal pushover analyses with the two fits and nonlinear time-history analysis of 3 continuous units of a constructing bridge are conducted. The conclusions are drawn that the modal pushover analysis method reasonably predicts the seismic performance of multi-span continuous bridges; no obvious advantages of near-optimal piecewise linear fits are shown in comparison with FEMA-356 fits.

Key words: multi-span continuous bridge; modal pushover analysis(MPA); ductility; Luca fits

震构造措施初步拟定的结构体系,不一定是最佳方案.从制订初步方案到形成最终方案,有时需要调整若干次.如果使用非线性动力时程分析方法对修改方案进行评估,由于墩柱塑性铰等非线性单元的加入,需要耗费较长的计算时间,这对紧迫的设计周期造成了较大的困难.推倒分析方法,在计算精确度满足初步设计要求的前提下,可以大大缩短计算时间,提高计算效率.

本文以目前国内最流行的抗震计算软件 Sap2000 为基础,研究使用多模态推倒分析(MPA)方法对多联连续梁桥进行初步延性抗震设计的可行性,以推广其在普通桥梁设计工程中的应用.

为了将最新最优的计算方法引入到桥梁抗震性能评估中,本文尝试采用 De Luca 等^[1]提出的折线简化方法(下文称为 Luca 法,相应折线称为 Luca 折线)对模态推倒曲线进行简化,并与 FEMA-356 中所采用的折线简化方法(下文称为 FEMA 法)进行对比分析,对 Luca 折线的效果做出评价.

1 推倒分析方法、能力谱方法、多模态推倒分析方法

发生地震时,建筑物的基础跟随地面一起运动,其地面上的结构由于惯性力的作用,将发生变形. Freeman 等^[2]于 20 世纪 70 年代提出采用沿侧向施加静力荷载的方法模拟地震时结构的惯性力效应,即推倒分析方法.该方法的基本思想是:通过对桥梁结构施加某一模式的侧向分布力,并逐渐增加,直至结构达到预定的变形状态或倒塌状态.利用该方法得到的结构顶点位移和基底剪力的关系曲线,即为能力曲线.将能力曲线与地震反应谱相结合,用于评估结构的地震响应,即能力谱方法.将能力曲线与地震反应谱同时转化为加速度-位移(A-D)格式并画

在对桥梁进行初步设计时,通过静力计算及抗

收稿日期: 2013-11-09

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

在同一张图上,其交点即为性能点,与性能点对应的推倒分析过程中结构的位移及内力响应即为结构在设计地震动作用下的地震响应。

推倒分析方法的关键环节是侧向力分布模式的确定,即如何确定最能真实反映结构在地震动作用下惯性力分布侧向力模式。早期的侧向力分布模式主要有均匀分布、一阶振型分布、平方和的平方根(SRSS)分布等^[3]。20世纪90年代以来,随着美国学者提出基于性能的抗震设计思想之后,推倒分析方法得到迅速发展,各种高级侧向力分布模式不断涌现。Gupta等^[4]提出了自适应的推倒分析方法,对推倒过程中每一步的模型进行模态分析,通过各阶振型形状、振型参与系数、质量分布以及各阶振型对应的谱加速度求得层间剪力分布,并将各阶振型对应的结构抗力通过SRSS方法进行组合,从而获得相应于每一步推倒分析的侧向力分布。Elnashai^[5]发展了自适应侧向力分布模式。Shakeri等^[6]提出了以自适应的层间剪力作为侧向力分布。Antoniou等^[7]提出了一种基于位移的推倒分析方法。这些自适应的侧向力分布模式,与传统的侧向力分布模式相比,均能对结构的抗震性能做出更准确的评估。但是由于其在推倒分析过程中,要不断地升级侧向力分布模式,常用的计算软件如Sap2000, Midas等都不能实现这种功能,并且侧向力升级过程比较复杂,这限制了自适应侧向力分布模式在推倒分析方法中的应用。

当建筑物的一阶振型贡献较大时,上述侧向力分布模式可以对结构的抗震性能做出有效评估,但是当建筑物的高阶振型贡献较大时,应用上述侧向力分布模式计算得到的结构响应可能非常不准确^[8]。Sasaki等^[9]也指出常用的推倒分析方法的缺点之一是不能预测由于高阶振型影响产生的失效机制,这个缺点在长周期结构中体现得尤为明显。为了定量计算高阶振型对结构响应的贡献,Sasaki等^[9]提出了多阶模态推倒分析(MMP)方法,以各阶模态为单位分别对结构进行推倒分析,多次使用能力谱方法,但是并没有指出如何对各阶模态的计算结果进行组合。

Chopra等^[10]发展了MPA方法,将各阶模态对结构响应的贡献通过一定的组合方式(SRSS或完全二次型(CQC))组合起来,从而得到结构在考虑多阶振型时的总响应。为计算目标位移,MPA假定各阶模态为一个单自由度振子,在地震动激励下独立发生振动。采用各阶振型相应的侧向力向量分别对结

构进行推倒分析,获得基底剪力-控制点位移($V_{bn}-u_{jn}$)曲线。将该曲线简化为双折线,进一步通过式(1)计算得到等效单自由度体系的恢复力-位移关系(F_{sn}/L_n-D_n)。

$$\frac{F_{sn}}{L_n} = \frac{V_{bn}}{M_n^*}, \quad D_n = \frac{u_{jn}}{\Gamma_n \varphi_{jn}} \quad (1)$$

式中: $F_{sn}/L_n, D_n$ 分别为等效单自由度体系的恢复力和位移; V_{bn}, u_{jn} 分别为第 n 阶模态侧向力模式推倒过程中的基底剪力和控制点 j 位移; M_n^*, Γ_n 和 φ_{jn} 分别为第 n 阶模态的振型参与质量、振型参与系数和控制点 j 的振幅。利用非线性反应谱或通过等效单自由度体系进行非线性动力时程分析可获得目标位移,然后以各阶模态对应的侧向力模式分别将结构推倒至目标位移,采用一定的组合方式(SRSS或CQC)组合各阶模态的响应量,最终获得结构的响应。

随后Chopra等^[11]又提出了修正的多模态推倒分析(MMPA)方法,当估计结构的高阶振型对结构响应的贡献时,将结构看作线弹性的。与MPA方法相比,MMPA方法在满足精度的要求下,减小了计算量。

MPA方法的误差来源主要有以下几点:①忽略了结构进入非线性后各阶振型之间的耦合;②计算目标位移时将推倒分析曲线近似拟合为双折线;③采用SRSS或CQC方法对各阶振型的贡献进行组合,理论依据不够严密。但是Chopra等^[10]的研究表明,对于高阶振型贡献较大的结构,MPA方法依然可以对其抗震性能做出有效的评估。

2 MPA方法应用于桥梁中的调整

MPA方法是针对建筑结构提出的,若要应用到桥梁的抗震性能评估中,具体实施细节需要做一些调整。Kappos等^[12]首先将MPA方法应用到桥梁的抗震性能评估中。随后,Paraskeva等^[13]拓展了MPA方法在桥梁抗震性能评估中的应用。针对桥梁结构的MPA方法,重点研究了控制点的选取、推倒曲线的双折线化、目标位移的计算以及桥梁结构的多模态推倒分析应选取的模态数目。以桥梁在计算地震动水平下的塑性变形取代弹性模态形状来计算目标位移,Paraskeva等^[14]又进一步发展了桥梁结构的MPA方法。Pinho等^[15]利用包括MPA方法在内的多种非线性静力分析方法对连续梁桥的抗震性能进行了评估,指出只有MPA方法才能有效地预测结构的内力。

本文将从控制点的选择方法、目标位移计算方法、双折线简化方法和多联连续梁桥的边界条件简化方法来介绍对 MPA 方法所做的调整,以对多联连续梁桥的延性抗震性能进行评估。

2.1 控制点选择方法

桥梁结构的推倒分析,一般做法是选取桥梁上部结构的中心、离上部结构中心最近的墩顶或梁体振幅最大的点作为控制点。文献[13]选取了以质量和振型形状为权的纵桥向坐标。文献[16]选取了以模态侧向力所做的功除以基底剪力的值作为控制点位移。文献[13,16]中控制点的选取都需要提取推倒分析过程中结构的实时模态,Sap2000 软件目前尚不能做到。因此从可执行和精度高的角度出发,本文选取各阶弹性振型位移最大的点作为控制点。由于各阶振型的最大位移所在节点不同,可选取不同的控制点。

2.2 目标位移计算

MPA 方法中最重要的一步是各阶模态目标位移的确定,有两种方法可以实现^[17]:①对各阶模态对应的单自由度体系进行非线性动力时程分析,求得最大位移;②将能力谱和若干不同延性的非线性反应谱画在同一张图里,取延性相等的交点对应的位移。

常延性反应谱可通过两种方式获得。第一种方法是基于 ATC-40 的等效线性化方法^[18]。将等效单自由度体系每次滞回消耗的能量以滞回阻尼的形式计算,以低刚度、高阻尼的等效线性体系弹性反应谱表示非线性反应谱。第二种方法是根据经验公式,通过强度折减系数-延性系数-周期($R_y-\mu-T_n$)的关系,将等刚度、等阻尼的线弹性反应谱乘以位移折减系数计算得到非线性反应谱^[19-22]。在很大周期范围内,等效线性化方法严重低估了等效单自由度体系的非线性位移,而根据经验公式得到的非线性位移与所选的非线性设计谱值较为一致^[23-24]。

两种目标位移确定方法的可实施对象不同:第一种方法适用于和设计反应谱相应的地震波,第二种方法适用于平滑的设计反应谱或某条地震波对应的反应谱。根据等效单自由度体系的恢复力模型,两种目标位移的确定方法适用的范围也不同:第一种方法适用于双折线(理想弹塑性、弹塑性)、三折线以及四折线的恢复力模型(见图 1);第二种方法的经验公式^[19,22]一般基于本构曲线(恢复力-位移)为理想弹塑性的等效单自由度模型,屈服后刚度为零时才能使用。图 1 中, F_n 和 D_n 分别是等效单自由度体系的恢复力和位移, K 是等效单自由度体系的初始刚

度, α 为等效单自由度体系屈服后刚度与屈服前刚度之比。针对弹塑性的本构曲线,仅有针对少数屈服后刚度(2%,10%)的经验公式^[20-21]。若屈服后刚度不为 2%或 10%,则第二种方法不能使用。由各阶模态推倒分析曲线简化得到的双折线骨架曲线,为了使其尽可能地与原曲线相一致,很难满足屈服后刚度恰好为 2%或 10%。与文献[16]相同,本文采用第一种方法,对等效单自由度振子进行非线性动力时程分析以获取目标位移。

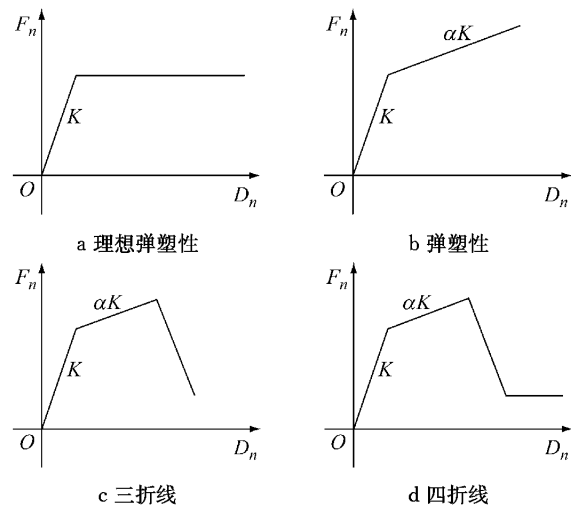


图 1 等效单自由度体系的恢复力模型

Fig.1 Constitutive models of single degree of freedom systems

2.3 推倒分析曲线的折线简化

由于计算手段的限制,一般需将推倒分析曲线简化为两到四段折线。简化折线与推倒分析曲线的匹配程度直接影响到目标位移。目前的做法一般采用双折线,通过简化折线与推倒分析曲线下面积相等的条件求得屈服点的坐标^[25-27]。FEMA 法采用弹塑性模型,以推倒分析曲线上 60%名义屈服强度处的割线刚度作为初始刚度。Eurocode 8 采用理想弹塑性模型,屈服后刚度为零。De Luca 等^[1]研究了三种初始刚度的理想弹塑性模型,对一系列等效单自由度振子进行了增量动力分析(IDA)。证明采用 10%名义屈服强度处的割线刚度作为初始刚度计算所得到的非线性位移的误差最小。对于弹塑性双折线模型,De Luca 确定的折线简化原则为:以 10%名义屈服强度处的割线刚度作为初始刚度,使得简化后双折线与实际推倒分析曲线所包围的面积最小。根据这种折线简化原则确定的弹塑性折线模型引入的误差最小。本文将分别采取 FEMA 法和 Luca 法两种折线简化方法分别进行计算,比较两种方法在桥梁抗震计算中的效果。

2.4 桥梁两端边界条件处理

既有的关于桥梁结构的 MPA 方法,桥梁两端一般都延伸至桥台^[14-15].当桥梁总长不大,联数不多时,可以采取这种做法.但是当桥梁联数较多,总长较大,而选定需要进行抗震性能评估的联数又较少时,上述做法明显耗时费力.本文采取与非线性时程分析类似的方法,将需进行抗震性能评估的几联桥梁向外延伸一联作为边界联,不考虑边界联之外的结构.

3 实例分析

本文选取在建的某三联主线桥为背景进行研究.为了满足边界条件,采用与非线性时程分析类似的做法,每边联向外延伸一联作为约束边界条件,延伸联抗震性能不进行评估.五联主线桥的跨径布置为 $3 \times 31 + (31 + 31.7 + 31) + (41 + 68 + 41) + 3 \times 31 + (30.5 + 33 + 30.5)$ m,三跨一联.双柱式桥墩,墩高均在 20 m 左右(为了增大塑性响应,部分墩高提高了 2 m).预应力混凝土结构箱梁,箱梁顶宽 25.5 m. Sap2000 具有强大的前后处理功能,可以直接对多阶模态推倒的结果进行 SRSS 或 CQC 组合,故本文选用 Sap2000 建立模型进行抗震计算.桩基础采用六弹簧单元进行模拟.墩与主梁在横桥向固

定.在每个桥墩的墩底采用纤维铰模拟墩的非线性行为.纤维铰的长度根据文献[28]中的经验公式计算.建立的 Sap2000 模型如图 2 示,图中 P49~P58 代表墩号.

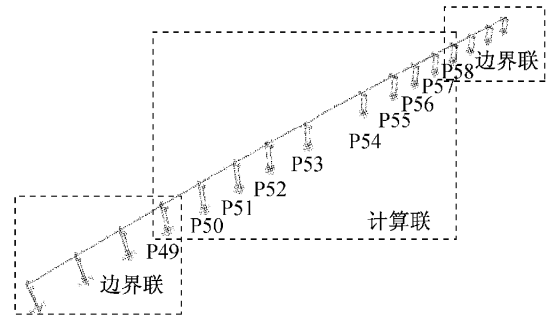


图 2 某三联主线桥的 Sap2000 模型
Fig.2 Sap2000 model of a multi-span continuous bridge

根据《城市桥梁抗震设计规范》(CJJ 166—2011)^[29]确定该桥 E2(50 年超越概率 2%)抗震设防水准的反应谱.采用 SIMQKE 软件随机生成与 E2 设计反应谱对应的三条人工地震波(E2-1, E2-2, E2-3).该三条地震波各自对应的反应谱(E2-1 波谱、E2-2 波谱、E2-3 波谱)与设计反应谱对比如图 3 所示.由图 3 可见,人工地震波与设计反应谱拟合得较好,可有效体现场地在预定超越概率下的地震动水平.

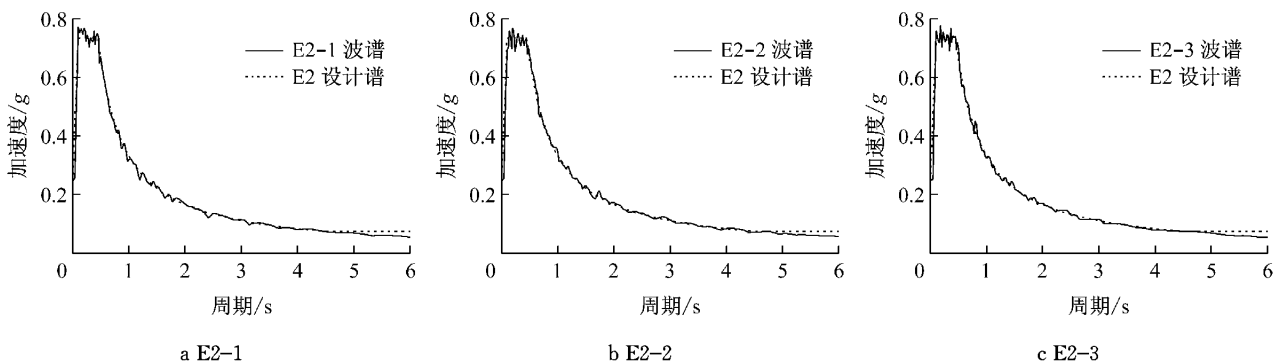


图 3 设计反应谱及人工地震波对应的反应谱

Fig.3 Design spectrum and spectrums of three artificial accelerograms

该桥横桥向的前六阶振型的周期和位移最大值点如图 4 所示.图中, u_{\max} 为各阶模态形状中最大位移所在点,也即推倒分析时所选的控制点,用 \bullet 标出; T_i 为第 i 阶模态的周期($i=1\sim 6$).由图 4 可以看出,各阶模态的位移最大值点均在某一联梁的梁端.因此,各阶模态的推倒分析曲线均选取各梁梁端节点作为控制点.

采用各阶模态相应的侧向力 s_n 分别对主桥进行推倒分析,获得各阶模态的推倒分析曲线. Luca 折

线和按 FEMA 法简化得到的 60% 折线(下称 FEMA 折线)如图 5 所示.各阶模态推倒分析最终位移取为 0.3 m 的原因如下:首先将各控制点推倒至 0.6 m(20 m 墩高的 3%,建筑中较常用的目标位移),将推倒分析曲线转化为单自由度体系的恢复力曲线,以 2 倍的 E2 水准地震动输入计算求得各个控制点最大位移均接近 0.3 m 而且未超过 0.3 m,故各阶模态控制点位移均取为 0.3 m.由图 5 看出, Luca 折线和 FEMA 折线差别并不大.

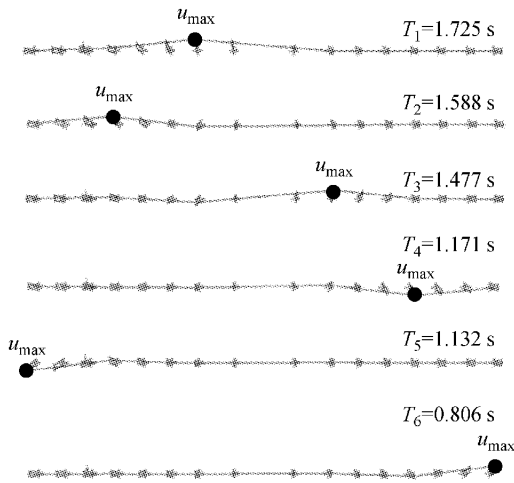


图 4 横桥向前六阶模态振型图

Fig.4 First six transverse modal shapes of the bridge

采用 OpenSees 建立各阶模态的等效单自由度振子模型. 在三条人工地震波的输入下, 计算得到各阶模态等效单自由度振子的最大位移, 再通过式(1)计算出各阶模态的目标位移, 如图 6 所示.

采用各阶模态相应的侧向力 s_n 分别将主桥推倒至目标位移, 再以 SRSS 方法将各个响应量组合起来, 即得到该桥在三条地震波下的响应.

4 计算结果

连续梁桥的延性设计, 一般需要验算塑性铰的转角(或墩顶的侧移)、墩柱塑性铰区的抗剪以及桩基的能力. 下面将基于这几个方面的响应对 MPA 方法的计算结果进行评价. 同时给出了基于 Luca 折线

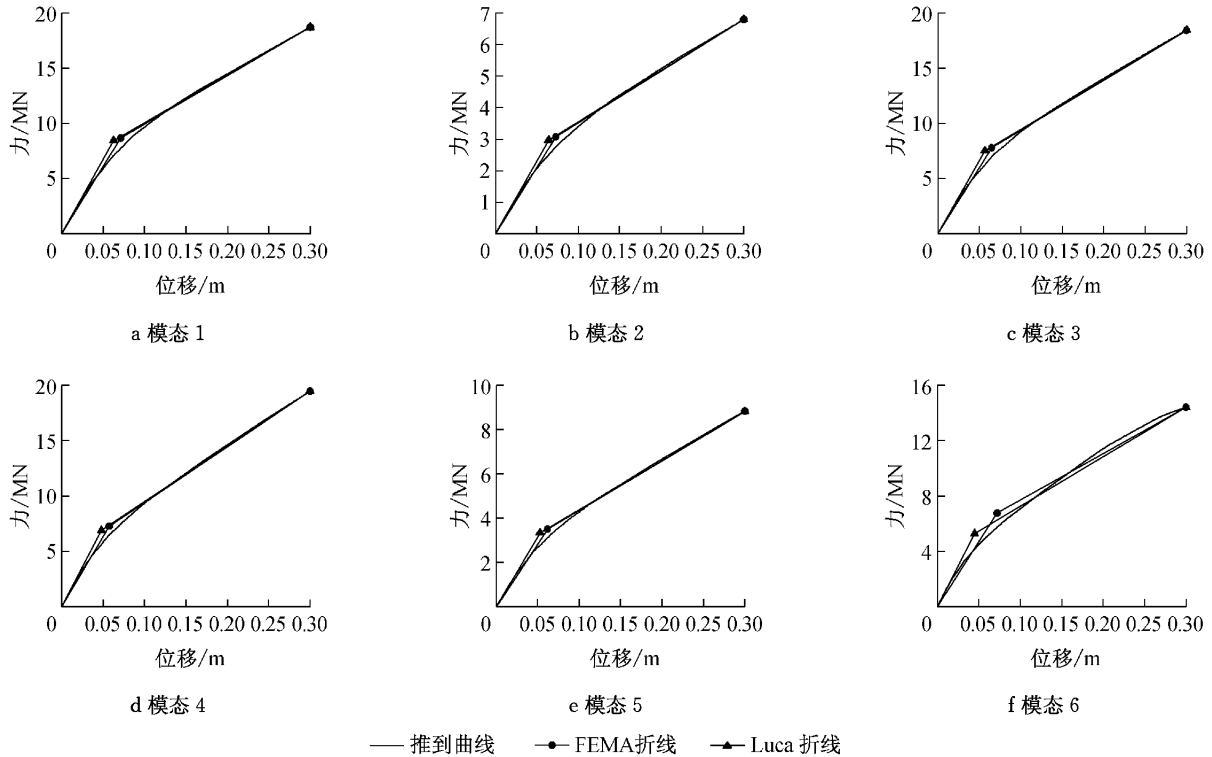


图 5 横桥向前六阶模态推倒分析曲线及简化折线

Fig.5 First six transverse modal pushover curves and their fits of the bridge

和 FEMA 折线两种简化推倒曲线的计算结果, 以便对 Luca 折线的效果进行评价.

4.1 墩顶处梁节点位移

在三条 E2 水准人工地震波横桥向输入下, 采用 MPA 方法、非线性时程分析方法计算得到各墩墩顶处梁的侧向位移, 如图 7 所示. 图中将各墩顶位移用直线连起来, 每条折线代表了梁体侧移的轮廓.

MPA 方法对第一联过渡墩顶(P49, P52)的预测位移与非线性时程分析结果的误差较大, 最大处达

43.7%(E2-1 地震动输入时 P49 墩顶处). 这可能由于推倒分析中采用了固定的侧向力分布模式, 不能考虑塑性发展过程中刚度矩阵的变化, 一定程度上夸大了过渡墩的位移所致. 但是从整体效果来说, MPA 方法可以对桥墩上部梁的位移做出较好的预测. 采用 Luca 折线计算得到的梁侧向位移比采用 FEMA 折线得到的梁侧向位移稍小, 第一联(P49~P52)和第二联(P52~P55)更接近时程分析结果, 然而第三联(P55~P58)却远离了时程分析位移.

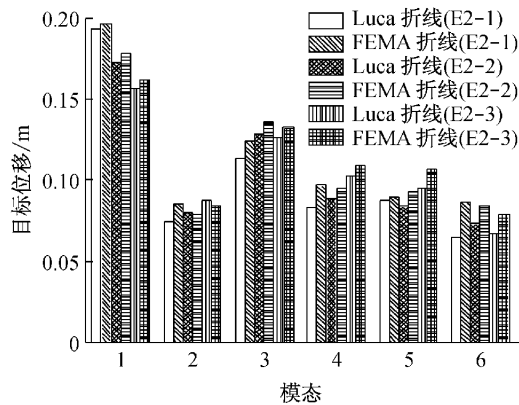


图 6 各阶模态目标位移

Fig.6 Target displacements in modal pushover analyses

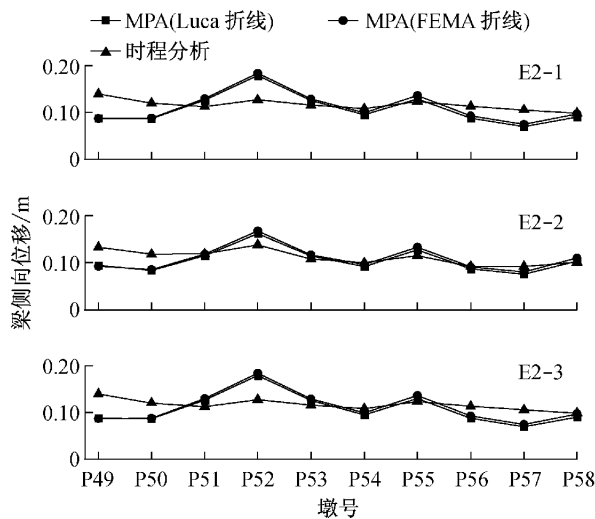


图 7 各墩墩顶处梁侧向位移

Fig.7 Lateral displacement of girder at top of piers

4.2 墩底塑性铰转角

在三条 E2 水准人工地震波横桥向输入下,采用 MPA 方法、非线性时程分析方法计算得到各墩墩底的最大塑性铰转角,如图 8 所示。

与对梁侧向位移的评估精度相比,MPA 方法对 P49,P50,P53 和 P57 墩底塑性铰转角的评估精度较差,误差均超过了 30%,而对其他墩底塑性铰转角的评估误差则在 30%以内。这说明 MPA 方法对构件局部变形评估精度低于对结构整体变形的评估精度。原因可能是由于计算模型采用了与轴力弯矩(PMM)相关的纤维铰,两种方法计算时墩轴力变化的幅度不同(非线性时程分析时墩轴力变化的幅度较大,而 MPA 方法分析时变化幅度较小),在墩底取相同的弯矩值时,时程分析横载轴力与动轴力组合后的值较小,轴力弯矩(PM)屈服面上的屈服弯矩相对较小,从而塑性铰转角比 MPA 方法分析时大。在对实际桥梁的塑性铰区域进行设计时,可采取保守

的设计方法,取 MPA 方法计算的各个墩塑性铰转角最大值的 1.5 倍(安全系数)作为塑性铰转角,进行桥墩塑性铰区纵向钢筋及箍筋的配置。

由图 8 可以看出,MPA 方法计算得到的塑性铰转角普遍小于时程分析计算的结果。与采用 Luca 折线的推倒分析方法相比,采用 FEMA 法所得到的塑性铰转角略大,更接近时程分析的结果。

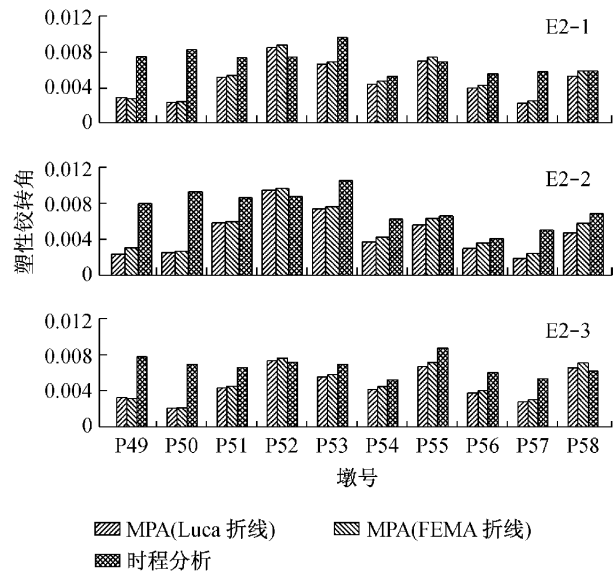


图 8 各墩墩底塑性铰转角

Fig.8 Plastic hinge rotations at bottom of piers

4.3 墩底塑性铰区的剪力

在三条 E2 水准人工地震波横桥向输入下,采用 MPA 方法、非线性时程分析方法计算得到各墩墩底最大剪力,如图 9 所示。

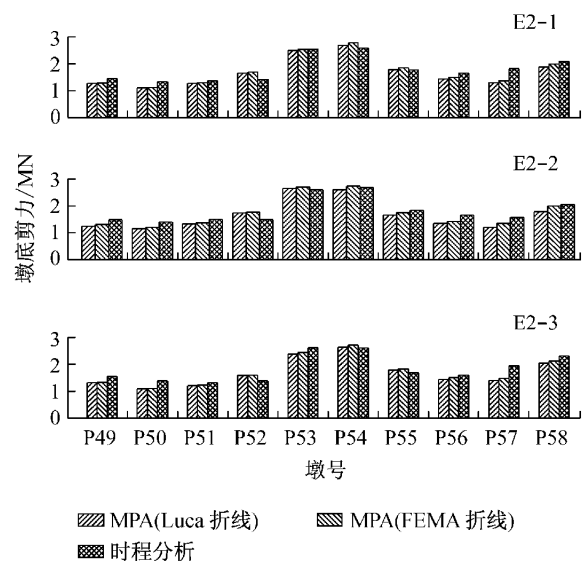


图 9 各墩墩底塑性铰区剪力

Fig.9 Shear forces of plastic hinges at bottom of piers

采用 MPA 方法计算得到的墩底塑性铰区剪力与非线性动力时程分析计算得到的结果非常接近,误差基本在 20% 以内,因此 MPA 方法可以有效评估桥梁塑性铰区剪力.采用 FEMA 折线的 MPA 方法计算得到的塑性铰区剪力略大于采用 Luca 折线的计算结果,误差最大处基本不超过 5%.与 FEMA 折线相比,Luca 折线并未体现出优势.

4.4 各墩承台底弯矩

由于采用了六弹簧模型模拟群桩基础,承台底的总弯矩大小代表了墩底最不利桩基的地震动响应.在三条 E2 水准人工地震波横桥向输入下,采用 MPA 方法、非线性时程分析方法计算得到各墩承台底弯矩,如图 10 所示.

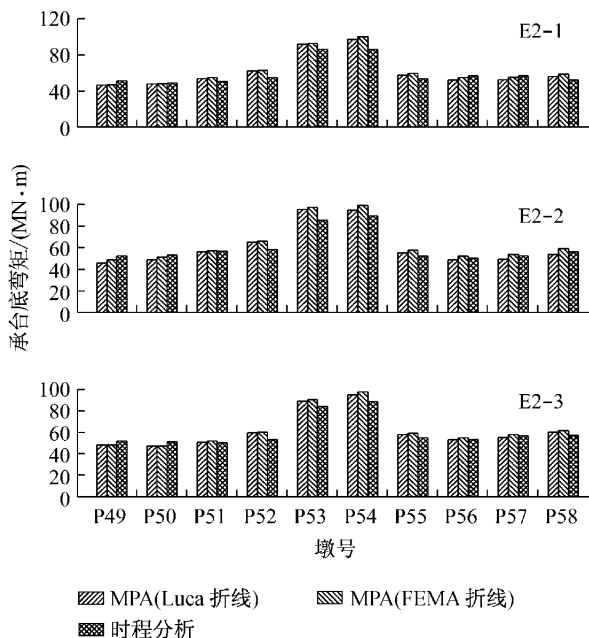


图 10 各墩承台底弯矩

Fig. 10 Moments at bottom of caps

MPA 方法可有效地评估承台底弯矩响应,与非线性时程计算结果的误差在 14% 以内,这为有效地评估桩基的抗震性能提供了有力保证. FEMA 折线的计算结果略高于 Luca 折线的计算结果,两者差别可以忽略(误差基本都在 5% 以内).

5 结论

(1) 在 E2 水准地震动作用下,MPA 方法对多跨连续梁桥桥墩塑性铰转角的评估精度稍差,但是可以对桥墩塑性铰区剪力和承台底弯矩做出有效评估,同时对大部分梁侧向位移最大值也可以做出有效评估.

(2) 在对各阶模态的推倒分析曲线采用折线简化方法以计算等效单自由度振子的恢复力模型时,采用 Luca 折线与 FEMA 折线相比优势不大,计算结果基本一致.计算时可任选一种进行推倒分析曲线的简化.

(3) MPA 方法可以对多跨连续梁桥在延性设计时所需的各种响应量做出有效评估,并且与非线性时程分析方法相比,大大缩短了计算时间,可用于此类桥梁的初步抗震设计.

参考文献:

- [1] De Luca F, Vamvatsikos D, Iervolino I. Luca linear fits of static pushover capacity curves for equivalent SDOF analysis [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2013, 42 (4): 523.
- [2] Freeman S, Nicoletti J, Tyrell J. Evaluations of existing buildings for seismic risk—a case study of Puget Sound Naval Shipyard, Bremerton, Washington [C]//*Proceedings of the 1st US National Conference on Earthquake Engineering*. Oakland: Earthquake Engineering Research Institute, 1975: 113-122.
- [3] Federal Emergency Management Agency. NHERP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings [R]. Washington D C: Federal Emergency Management Agency, 1997.
- [4] Gupta B, Kunnath S K. Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures [J]. *Earthquake Spectra*, 2000, 16(2): 367.
- [5] Elnashai A S. Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications [J]. *Structural Engineering and Mechanics*, 2001, 12(1): 51.
- [6] Shakeri K, Shayanfar M A, Kabeyasawa T. A story shear-based adaptive pushover procedure for estimating seismic demands of buildings [J]. *Engineering Structures*. 2010, 32 (1): 174.
- [7] Antoniou S, Pinho R. Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure [J]. *Journal of Earthquake Engineering*, 2004, 8(5): 643.
- [8] Krawinkler H, Seneviratna G D P K. Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation [J]. *Engineering Structures*, 1998, 20(4): 452.
- [9] Sasaki K, Freeman S, Paret T. Multimode pushover procedure—a method to identify the effects of higher modes in a pushover analysis [C]//*Proceedings of the 6th US National Conference on Earthquake Engineering*. Seattle: [s. n.], 1998: 1-12.
- [10] Chopra A K, Goel R K. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2002, 31(3): 561.
- [11] 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.
- [12] Kappos A, Paraskeva T, Sextos A. Seismic assessment of a

- major bridge using modal pushover analysis and dynamic time-history analysis [C]//Proceedings of the International Conference on Computational and Experimental Engineering and Sciences. Madeira: ICCES, 2004: 673-680.
- [13] Paraskeva T S, Kappos A J, Sextos A G. Extension of modal pushover analysis to seismic assessment of bridges [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2006, 35(10): 1269.
- [14] Paraskeva T S, Kappos A J. Further development of a multimodal pushover analysis procedure for seismic assessment of bridges[J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2010, 39(2): 211.
- [15] Pinho R, Monteiro R, Casarotti C, *et al.* Assessment of continuous span bridges through nonlinear static procedures [J]. *Earthquake Spectra*, 2009, 25(1): 143.
- [16] Shakeri K, Tarbali K, Mohebbi M. Modified adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of bridges [J]. *Journal of Earthquake Engineering*, 2013, 17(6): 918.
- [17] Chopra A K, Goel R K. Capacity-demand-diagram methods based on inelastic design spectrum [J]. *Earthquake Spectra*. 1999, 15(4): 637.
- [18] Applied Technology Council. Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings [R]. Redwood City: Applied Technology Council, 1996.
- [19] Newmark N M, Hall W J. Earthquake spectra and design[M]. Berkeley: Earthquake Engineering Research Institute, 1982.
- [20] Krawinkler H, Nassar A A. Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities[C]//Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings. Bled: ICCES, 1992: 27-47.
- [21] Vidic T, Fajfar P, Fischinger M. Consistent inelastic design spectra—strength and displacement [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1994, 23(5): 507.
- [22] Miranda E. Inelastic displacement ratios for structures on firm sites[J]. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 2000, 126(10): 1150.
- [23] Chopra A K, Goel R K. Capacity-demand-diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures; SDF Systems [R]. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Research Center, 1999.
- [24] Miranda E, García J R. Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands [J]. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2002, 31(3): 539.
- [25] Federal Emergency Management Agency. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings [R]. Washington D C: Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [26] Comité Européen de Normalisation. Eurocode 8 Design of structures for earthquake resistance—part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings[S]. Brussels: European Committee for Standardization, 2003.
- [27] Federal Emergency Management Agency. Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures [R]. Washington D C: Federal Emergency Management Agency, 2005.
- [28] Priestley M N. Seismic design and retrofit of bridges [M]. New York: John Wiley & Sons, 1996.
- [29] 中国建设部. CJJ 166—2011 城市桥梁抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2011.
Ministry of Housing and Urban-Rural Development of the People's Republic of China. GJJ 166—2011 Code for seismic design of urban bridges[S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2011.