

文章编号: 1000-4750(2016)10-0086-11

基于耐震时程法的 钢筋混凝土框架结构抗震性能评估

白久林¹, 欧进萍^{1,2}

(1. 哈尔滨工业大学土木工程学院, 黑龙江, 哈尔滨 150090; 2. 哈尔滨工业大学结构工程灾变与控制教育部重点实验室, 哈尔滨 150090)

摘 要: 耐震时程法的典型表征在于随着时间的增加, 地震强度逐渐增大。基于非线性最小二乘算法合成了基于我国抗震规范反应谱的三条耐震时程曲线。以两个5层和12层钢筋混凝土框架结构为例, 分别对结构进行22条天然地震动下的增量动力分析和3条耐震时程曲线输入下的非线性分析, 对比研究了结构在不同强度下的最大顶点位移、最大层间位移角、最大基底剪力和结构滞回耗能分析, 比较了结构在大震时的最大层间位移角分布和最大楼层剪力分布。分析研究表明, 耐震时程法能较好的预测结构的抗震响应, 其分析结果离散性小, 宏观上与多条天然地震动分析结果的中位值吻合较好。由于耐震时程法仅需进行一次时程分析便可获得结构不同强度下的抗震响应, 计算效率高, 计算精度较好, 这为结构的抗震性能评估提供了一种新的有效方法。

关键词: 耐震时程法; 抗震性能评估; 钢筋混凝土结构; 增量动力分析; 滞回耗能

中图分类号: TU375.4 文献标志码: A doi: 10.6052/j.issn.1000-4750.2015.03.0214

SEISMIC PERFORMANCE EVALUATION OF REINFORCED CONCRETE FRAME STRUCTURES USING THE ENDURANCE TIME METHOD

BAI Jiu-lin¹, OU Jin-ping^{1,2}

(1. School of Civil Engineering, Harbin Institute of Technology, Harbin, Heilongjiang 150090, China;

2. Key Lab of Structures Dynamic Behavior and Control (Harbin Institute of Technology), Ministry of Education, Harbin 150090, China)

Abstract: The endurance time method (ETM) is characterized by the increase in seismic intensity with respect to time. Three endurance time accelerograms (ETA) were generated based on the national seismic design spectra by using the nonlinear least-square method. Two reinforced concrete frame structures configured with 5 and 12 stories were employed as case studies. Incremental dynamic analyses of structures subjected to 22 ground motions and nonlinear dynamic analyses of structures subjected to three ETAs were carried out. The comparisons of the maximum roof displacement, the maximum interstory drift ratio, the maximum base shear and structural hysteretic energy for different seismic intensities were performed, as well as the comparison of the distribution of the maximum interstory drift ratio and the maximum story shear for severe seismic hazard levels. Results showed that the dispersion of seismic response is low and the results of ETM match well with the median response induced by real ground motions, indicating ETM predicts structural seismic responses with good accuracy. Since ETM derives the seismic response for different seismic hazard levels using only one nonlinear analysis with a high level of computational accuracy and efficiency, it provides a new effective tool for seismic performance evaluation of structures.

收稿日期: 2015-03-23; 修改日期: 2015-06-01

基金项目: 国家自然科学基金重大研究计划集成项目(91315301); 国家自然科学基金国际合作项目(51261120376); 教育部博士研究生学术新人奖项目(2012)

通讯作者: 欧进萍(1959-), 男, 湖南人, 教授, 工程院院士, 从事防灾减灾、结构健康监测及振动控制研究(E-mail: oujinping@hit.edu.cn).

作者简介: 白久林(1985-), 男, 四川人, 博士生, 主要从事地震工程与结构抗震设计研究(E-mail: baijiulin@126.com).

Key words: endurance time method; seismic performance evaluation; reinforced concrete structures; incremental dynamic analysis; hysteretic energy

结构的抗震性能具有多目标性,如何预测、分析和评价结构在地震下的性能响应,即抗震性能评估是检验结构抗震设计合理性的重要手段。时程分析方法和反应谱分析方法是最常用的两种基本方法,但其仅能考虑结构的单一性能目标。近年发展的基于性能的地震工程对结构的多目标抗震性能评估提出了更高的要求^[1-2]。非线性静力 Pushover 方法是基于性能的结构抗震性能评估的重要方法,由于其预测结构抗震响应的直观性、简便性和地震动输入的无依赖性,目前已成为结构抗震性能分析和评估的重要手段^[3-6],但其分析结果受侧向力模式和高阶振型等的影响很大。基于非线性时程分析的结构动力评估方法可分为大样本分析方法和小样本分析方法^[7]。大样本分析主要有带分析(Multiple-stripe analysis, MSA)^[8]和增量动力分析(Incremental Dynamic Analysis, IDA)^[9],而小样本分析包括单条带分析(Single-Stripe Analysis, SSA)、双条带分析(Double-Stripe Analysis, DSA)和云分析(Cloud Analysis, CLA)等^[10]。大样本分析适合对结构响应进行全概率抗震性能评估,而小样本分析仅适合对结构进行某个概率区间的抗震性能评估。必须看到的是,大样本分析和小样本分析结果受所选取的地震动影响极大,且计算效率较低,特别是对于重大工程的地震动灾变问题,工程结构自身模型的复杂性和材料的高度非线性使得计算效率更加低。

在结构抗震性能评估精度和效率的双重驱动下,一种新的结构抗震性能评估方法-耐震时程法(Endurance Time Method, ETM)被提出和发展^[3,11-14]。耐震时程分析方法是产生耐震加速度时程曲线(endurance time accelerograms, ETA)。耐震加速度时程曲线的典型表征在于随着时间的增加,地震动强度逐渐增大,因此耐震时程法能预测结构在不同强度下的地震动响应,即仅需一次耐震时程分析便可捕捉结构从弹性进入非线性、至结构动力失稳的全过程性能。目前耐震时程方法已在钢框架结构^[15]、钢支撑框架结构^[7]、非锚固钢储罐^[16]、混凝土重力坝^[17]、钢框架结构的抗震加固^[18]和混凝土框架结构的抗倒塌性能^[19]等方面进行了广泛的研究和应用。可以看出,基于我国规范体系的耐震时程法还未进行相关研究,且基于耐震时程

法的混凝土框架结构抗震性能评估研究目前还未见报道。

本文首先合成了基于我国抗震规范反应谱的3条耐震加速度时程曲线,并建立了两个混凝土框架结构(5层和12层)的分析模型。对比研究了结构在22条天然地震动不同强度下的顶点位移、最大层间位移角、基底剪力和滞回耗能,并与大震下结构的层间位移角分布和楼层剪力分布进行了对比。研究表明,耐震时程能较好的预测混凝土框架结构在不同强度下的抗震响应和大震下的结构响应分布,且计算效率较高,这为结构的抗震性能评估提供了一种新的有效手段。

1 耐震时程法的基本理论及耐震时程曲线的合成

耐震时程法的典型表征在于随着时间的增加,地震动强度逐渐增大,且在某一时段内的目标加速度反应谱与该时段的持续时间 t 成线性关系:

$$S_{aT}(T, t) = \frac{t}{t_1} S_{aC}(T) \quad (1)$$

式中: t_1 为目标时间点; $S_{aC}(T)$ 为预先指定的反应谱; T 为结构的自振周期; t 为任意时间点; $S_{aT}(T, t)$ 为时刻 t 的目标加速度反应谱。

从式(1)可以看出,在 t_1 和 $S_{aC}(T)$ 给定的前提下,耐震时程法获得的加速度时程中,从零开始到时间 t 的加速度反应谱值大小与时间 t 成正比。位移反应与加速度反应密切相关,耐震时程加速度时程的目标位移反应谱可表示为:

$$S_{uT}(T, t) = \frac{t}{t_1} S_{aC}(T) \times \frac{T^2}{4\pi^2} \quad (2)$$

式中: $S_{uT}(T, t)$ 为时刻 t 的目标位移反应谱。在某一固定时刻 t , 同时满足式(1)和式(2)的加速度时程在精度许可的条件下是能获得的;耐震时程法的核心思想是使加速度时程上的任一点均满足式(1)和式(2)的要求,显然在每个时间点上满足该要求是无法实现的(一定精度下),因而该问题可转换为如下无约束变量的优化问题:

$$\min F(\ddot{u}_g) = \int_0^{T_{\max}} \int_0^{t_{\max}} \{ [S_a(T, t) - S_{aT}(T, t)]^2 + \alpha [S_u(T, t) - S_{uT}(T, t)]^2 \} dt dT \quad (3)$$

式中： \ddot{u}_g 为需要生成的耐震时程曲线； $S_a(T,t)$ 和 $S_u(T,t)$ 为 \ddot{u}_g 在 t 时刻的加速度反应谱和位移反应谱； α 为位移谱的权重系数。

由于单自由度体系的加速度响应和速度响应密切相关，可选取其中任意一个作为响应参数，本文选取加速度反应谱作为目标谱，即 $\alpha=0$ 。从以上可以看出，耐震时程法生成地震动的关键在于如何寻找一条最优的地震动时程 \ddot{u}_g ，使得该时程的反应谱与目标反应谱在任意时刻均能最大程度的吻合。预先指定的反应谱 $S_{ac}(T)$ 可以是任意形状的反应谱，包括弹性反应谱和非弹性反应谱，一般选取规范反应谱或由地震动时程记录形成的反应谱。

本文作者基于我国建筑抗震设计规范反应谱^[20]，采用非线性最小二乘函数对耐震时程法的合成进行了研究^[14]，分析表明此方法合成的耐震时程曲线具有较高的精度。基于此方法，本文合成了 3 条持续时间为 30 s 的耐震时程曲线，如图 1 所示，其中目标规范谱的特征周期为 $T_g=0.35$ s。图中同时给出了 3 条耐震时程曲线不同时长(0~10 s、0~20 s 和 0~30 s)的反应谱与目标规范谱的对比，可以看出，3 条耐震时程曲线均能很好的与目标规范谱相吻合。

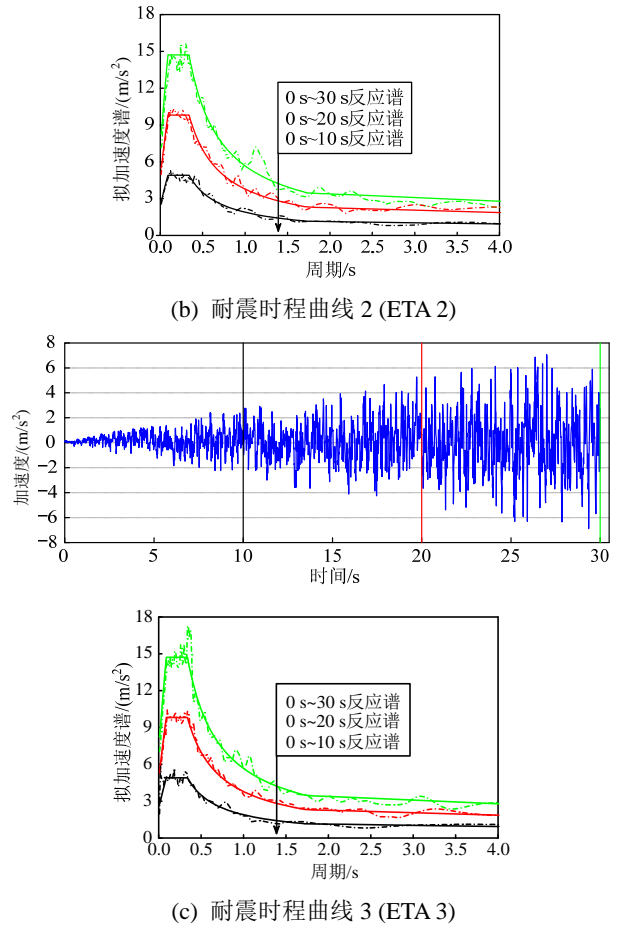
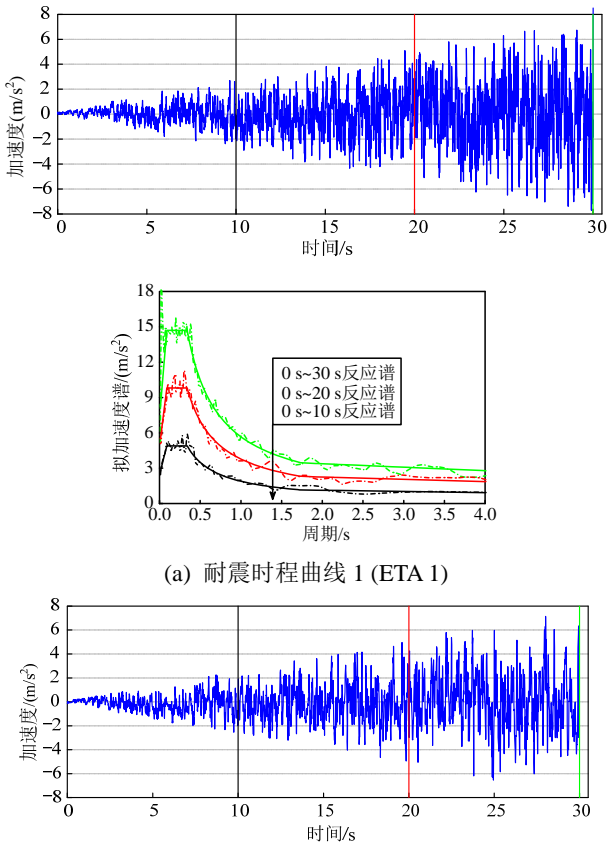


图 1 三条时长为 30 s 的耐震时程曲线 ($T_g=0.35$ s, $\zeta=5\%$)

Fig.1 Three ETAs with a duration of 30 s ($T_g=0.35$ s, $\zeta=5\%$)

由于每条耐震时程曲线均能很好的与目标规范谱吻合，理论上采用任意一条耐震时程曲线便能很好的预测结构响应。但必须看到的是：1) 各条耐震时程曲线频谱特性有一定差异；2) 目标规范谱为弹性谱，其与结构的非弹性响应之间存在不相容性；3) 耐震时程曲线的强度线性增大是按照其反应谱来定义的，但加速度时程曲线的强度(PGA)并非严格线性增大。基于这些考虑，为提高耐震时程法的精度，本文的分析采用三条耐震时程曲线作为输入，取分析结果的代表值(中位值)来作为结构抗震响应的预测值。

2 钢筋混凝土框架结构分析模型

2.1 结构模型

为研究耐震时程法在多自由度结构体系中的应用，本文以两个钢筋混凝土框架结构为例，并与多条天然地震动下的抗震响应进行对比分析。两个结构为 5 层和 12 层，可分别表示多层和中高层结

构,两个结构的立面尺寸如图2所示。图中同时给出了梁柱构件的截面尺寸、层高和跨度。两个结构均采用HRB400钢筋和C30混凝土。5层和12层结构的抗震设防烈度分别为8度(0.3g)和8度(0.2g),设计地震分组为第1组,场地类别为II类。严格按照我国建筑抗震设计规范^[20]来进行设计,梁柱截面的配筋信息可参考文献^[21]。

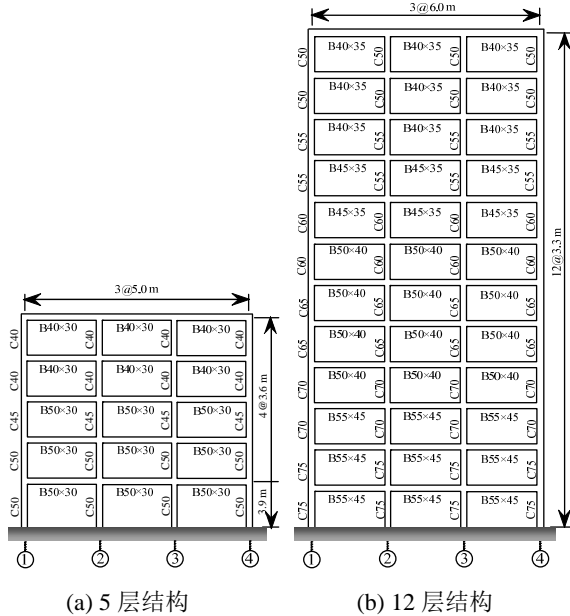


图2 5层和12层RC框架结构模型及构件尺寸 /cm
Fig.2 5-story and 12-story RC frame models and the component configurations

2.2 结构模拟方法

采用 OpenSees 对结构建立有限元模型^[22],截面采用纤维模型来模拟,梁柱采用基于力的集中塑性铰 beamWithHinges 单元来模拟,其中塑性铰长度取截面高度。为考虑混凝土开裂等对构件刚度的影响,将单元中间弹性部分的刚度进行一定的折减。根据 FEMA356^[23]的规定,梁的有效刚度取0.5倍弹性刚度,柱的有效刚度取0.7倍弹性刚度。混凝土采用 Concrete 01 模型(核心区混凝土强度提高系数统一取 $K=1.15$);钢筋采用 Steel02 模型。结构分析时,仅考虑单向水平地震作用,结构嵌固在地基上,忽略土—结构动力相互作用;考虑结构的重力二阶 $P-\Delta$ 效应,时程分析时,阻尼采用 Rayleigh 阻尼,阻尼比取为5%。

2.3 地震动选取

为对比分析结构的抗震性能,从 PEER-NGA 强震数据库中选取了22条天然地震动^[24],22条地震动的详细信息可参见文献^[21]。本地地震动选取

是在满足II类场地前提下,根据 PEER 的调幅方法,使得所选取的地震动反应谱的平均值与规范设计谱在周期0.1s~6s的范围内能较好的吻合,其中对每个周期取相同的权重系数。调幅后地震动反应谱与规范谱的对比如图3所示,可以看出,22条地震动反应谱的中位值与目标规范反应谱能较好的吻合。

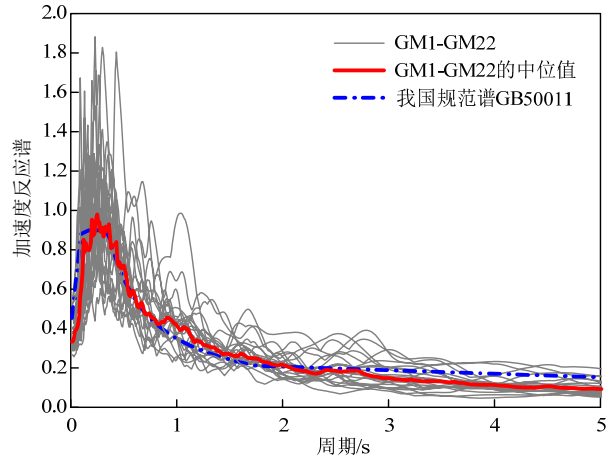


图3 22条地震动反应谱及其与规范谱的对比(5%阻尼比)
Fig.3 Response spectra of 22 ground motions and their comparison with code spectrum (5%-damped)

3 不同地震强度下结构抗震性能评估

为广泛评估结构在不同强度下的抗震性能,本文对比分析了结构的最大顶点位移、最大层间位移角、最大基底剪力和结构滞回耗能响应,也对比了大震时结构在两种输入下的抗震响应。

3.1 耐震时程分析结果的表述

结构(以5层结构为例)在耐震时程输入下的顶层位移响应如图4(a)所示。可以看出结构在其输入下的响应是往复滞回的,呈现锯齿状,为此可将耐震时程法的分析结果按照下式来确定^[13]:

$$f(t)^{EDP} = \max(\text{Abs}(f(\tau)), \tau \in [0, t]) \quad (4)$$

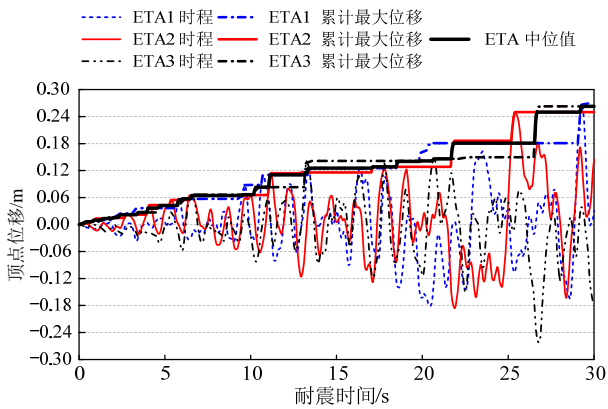
式中: $f(t)^{EDP}$ 为时刻 t 的工程需求参数(Engineering Demand Parameters, EDP); $f(\tau)$ 为时间段 $[0, t]$ 内的结构响应时程,对时程 $f(\tau)$ 取绝对值的最大值便能得到 $f(t)^{EDP}$ 。根据式(4)可获得结构顶点累计最大位移及三条耐震时程结果的中位值,如图4(a)所示。可以发现,耐震时程分析结果的中位值也呈现出锯齿状。为使耐震时程结果连续化和光滑化,对耐震时程分析结果的中位值进行拟合。当结构遭受较小的地震强度时,即耐震时间较小时,结构处于弹性状态,获得的耐震时程分析结果是线性增加的,随着耐震时间的增加,地震强度逐渐增大,结构进入非

线性状态，其结构响应参数不再是线性。为此，在较小的耐震时间时，用线性拟合，而当耐震时间比较大时，采用三次多项式拟合：

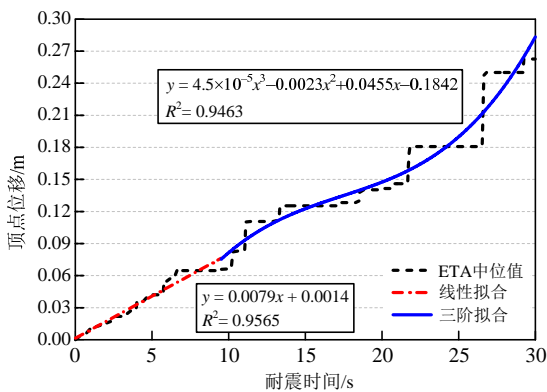
$$\widehat{EDP} = \begin{cases} a_1 \cdot (t_{ET}) + a_0 & , t_{ET} \leq t_0 \\ b_3 \cdot (t_{ET})^3 + b_2 \cdot (t_{ET})^2 + b_1 \cdot (t_{ET}) + b_0 & , t_{ET} > t_0 \end{cases} \quad (5)$$

$$R^2 = 1 - \frac{\sum_{i=1}^n (EDP_i - \widehat{EDP}_i)^2}{\sum_{i=1}^n (EDP_i - \overline{EDP})^2} \quad (6)$$

式中： EDP 为工程需求参数； t_{ET} 为耐震时间； t_0 为结构响应表现为线性和非线性的临界时间点； a_0 、 a_1 和 b_0 、 b_1 、 b_2 、 b_3 分别为线性拟合和三次拟合的相关系数； \widehat{EDP} 为工程需求参数的拟合值； n 为离散 EDP 的维数； \overline{EDP} 为离散 EDP 的平均值； R^2 为拟合相关系数，其值处于 $[0, 1]$ 区间，其值越接近1，表明拟合度越高。



(a) 5层结构顶点位移时程曲线



(b) 耐震时程法结果的拟合

图4 耐震时程分析结果的表述

Fig.4 Roof displacement time history of 5-story structure subjected to ETA

对图 4(a)中耐震时程结果中位值进行拟合，得

到如图 4(b)所示的曲线。可以看出，拟合后的顶点位移响应连续光滑，且响应随耐震时间的增加逐渐增大，克服了由于锯齿状使得抗震响应在某些时间段固定不变的缺点。本文后续分析中，均以拟合后的曲线作为耐震时程分析结果，来进行对比研究。

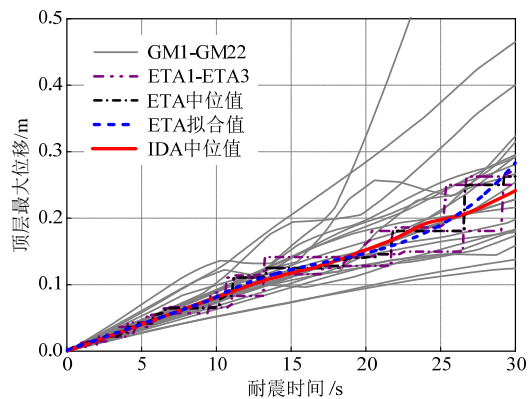
耐震时程法分析结果是不同强度(耐震时间)下的抗震响应，而天然地震动的分析结果是某个特定强度下的抗震响应，为对比分析，需要将天然地震动的强度转换成耐震时间。当表征地震强度的指标选用 $S_a(T_1)$ 时，等效耐震时间可按照下式计算：

$$t_{ET} = S_1 \times \frac{S_{aS}(T)}{S_{ac}(T)} \times t_i \quad (7)$$

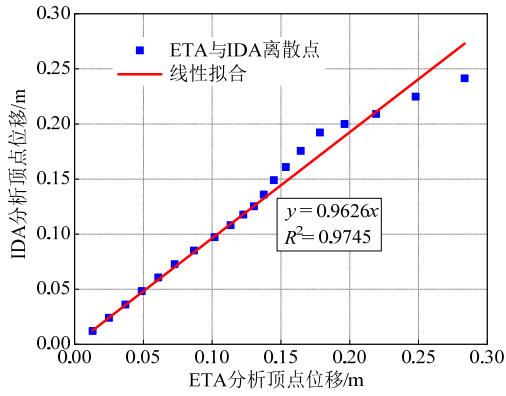
式中： t_{ET} 为单条地震动不同强度的等效耐震时间； S_1 为单条地震的调幅系数； $S_{aS}(T)$ 为单条地震记录的反应谱值。

3.2 顶点位移响应分析及对比

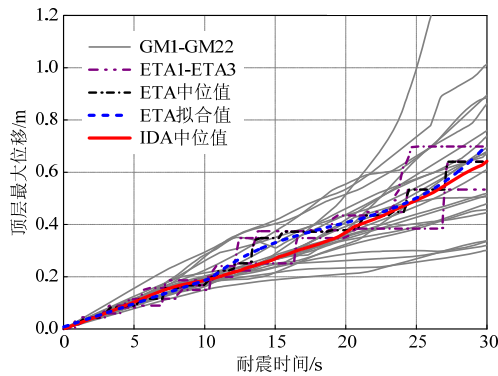
顶点位移是结构抗震分析中的重要参数，是构建结构能力曲线的主要变量。图 5 给出了 22 条天然地震动下 5 层结构和 12 层结构 IDA 结果和耐震时程分析结果。对耐震时程分析结果的中位值进行拟合，可以看出在整个耐震持时范围内，耐震时程结果与天然地震动下 IDA 的中位值比较接近。为量化比较耐震时程法结果，对两种输入下的结构顶点位移做相关性分析。在 30 s 的耐震时间内，每隔 1.5 s 取一点，共 20 点耐震时程结果和 IDA 结果，如图 5(b)和图 5(d)所示。对 5 层结构，其 IDA 结果与 ETA 分析结果非常接近，其线性关系为 0.9626 倍，拟合相关系数 $R^2=0.9745$ ，而 12 层结构的线性关系为 0.9316，拟合相关系数 $R^2=0.985$ ，这表明耐震时程分析能很好的预测不同强度下结构的顶点位移，由于耐震时程分析仅需做 3 条耐震时程输入下的结构非线性分析，这大大提高了结构的计算效率。



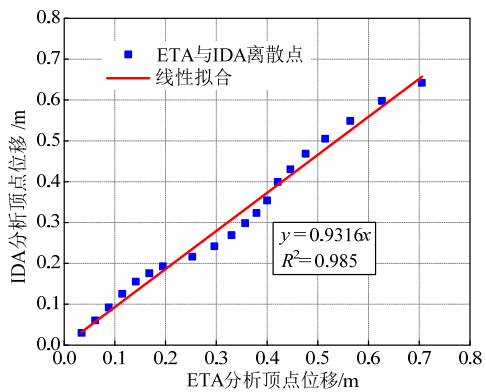
(a) 5层结构顶层位移对比



(b) 5层结构ETA与IDA结果相关性分析



(c) 12层结构顶层位移对比



(d) 12层结构ETA与IDA结果相关性分析

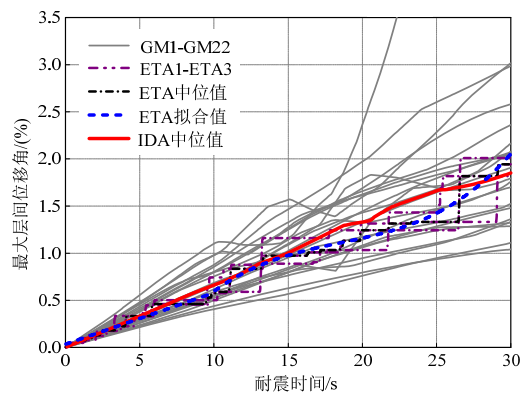
图5 顶点位移对比分析及相关性分析

Fig.5 Comparison of roof displacements and their correlation analysis

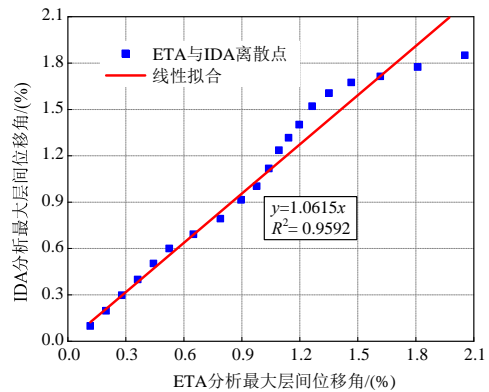
3.3 最大层间位移角分析及对比

最大层间位移角是结构抗震设计最重要的指标之一，其值大小直接与结构的抗倒塌性能相关，我国建筑抗震设计规范也对结构在不同强度地震下的值进行了限定^[20]。图6(a)和图6(c)分别给出了5层结构和12层结构在耐震时程输入下和22条天然地震动IDA结果，可以看出，3条耐震时程结果中位值的拟合值与IDA结果的中位值非常接近，表明耐震时程法能较好的预测结构在不同强度下的

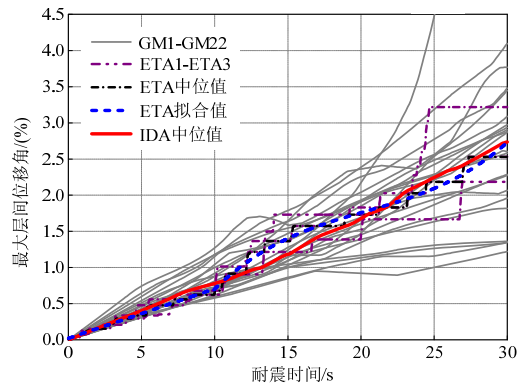
最大层间位移角。为量化比较耐震时程法的结果，对两种激励下的结构最大层间位移角做相关性分析，如图6(b)和图6(d)所示。对于5层结构，IDA结果与耐震时程分析结果较接近，其线性关系为1.0615倍，表现为耐震时程法在某些地震强度下略微低估了结构的抗震响应(如当耐震时间 t_{ET} 为15s~28s时)，拟合相关系数 $R^2=0.9592$ 。对于12层结构，两种分析结果较为接近，其线性关系为0.9984倍，拟合相关系数 $R^2=0.9798$ 。这表明耐震时程法可用较少的非线性分析较好的预测结构的最大层间位移角响应，对于高层和复杂结构的非线性分析，这具有极大的优势和吸引力。



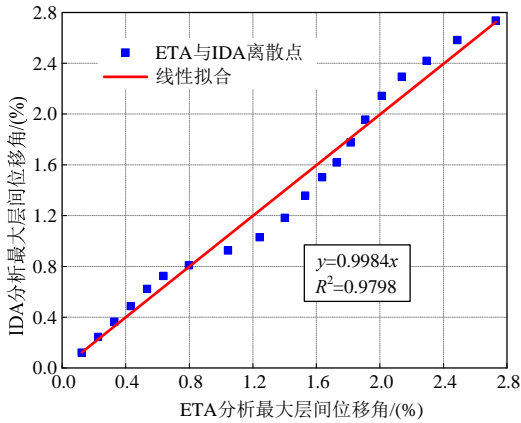
(a) 5层结构最大层间位移角对比



(b) 5层结构ETA与IDA结果相关性分析



(c) 12层结构最大层间位移角对比



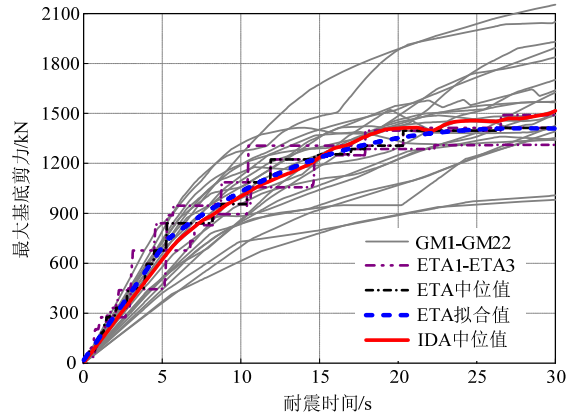
(d) 12层结构ETA与IDA结果相关性分析

图6 最大层间位移角对比及相关性分析

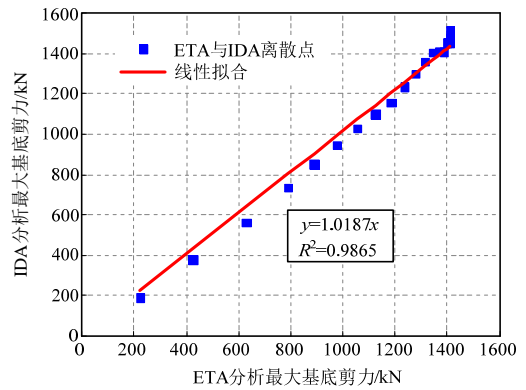
Fig.6 Comparison of maximum interstory drift ratio and their correlation analyses

3.4 最大基底剪力分析及对比

基底剪力是结构抗震设计和分析最重要的指标之一，其值直接决定了结构抗震侧向力的大小。图7(a)和图7(c)给出了IDA结果和耐震时程分析结果。可以看出对5层结构，耐震时程法在所有强度下会高估结构的最大基底剪力，比IDA结果的中位值高出约7%。这一现象从图3~图18(b)中也可以看出，IDA分析结果与耐震时程结果呈现线性关系，



(c) 12层结构基底剪力对比



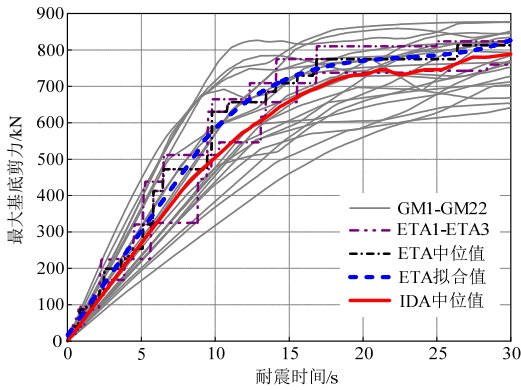
(d) 12层结构ETA与IDA结果相关性分析

图7 基底剪力对比分析及相关性分析

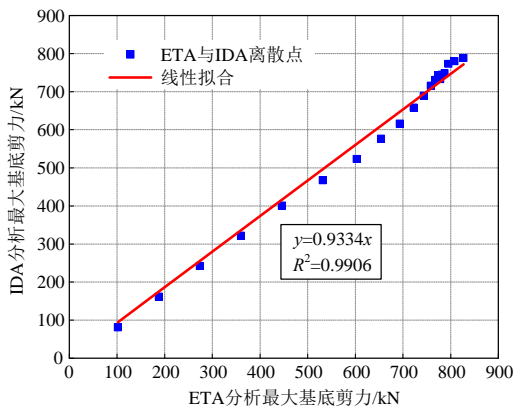
其比值为0.9334，拟合相关系数 $R^2=0.9906$ 。对12层结构，耐震时程分析结果与IDA中位值在所有地震强度下均非常接近，从图3~图18(d)中可知其线性程度高达1.0187，拟合相关系数 $R^2=0.9865$ 。总体说来，耐震时程法能以较小的误差预测结构的基底剪力。

3.5 结构滞回耗能对比

对于多层钢筋混凝土框架结构，滞回耗能不仅与结构的地震输入能密切相关，同时由于其不但与滞回循环圈数有关，且与每圈幅值下的滞回性能(滞回环面积)密切相关，因而其能近似的反应结构的累计损伤情况，因此有必要研究耐震时程输入下RC结构的滞回耗能响应。图8给出了5层结构和12层结构的滞回耗能时程曲线，对于每条天然地震动，需按照式(7)调幅到耐震时程曲线30s时的强度。可以看出，3条耐震时程分析结果的离散性较小，不同天然地震动由于受持时和频谱特性的差异，其形成的滞回耗能差别较大，对5层结构滞回耗能最大值与最小值比值达28.9。总体说来对于5层结构



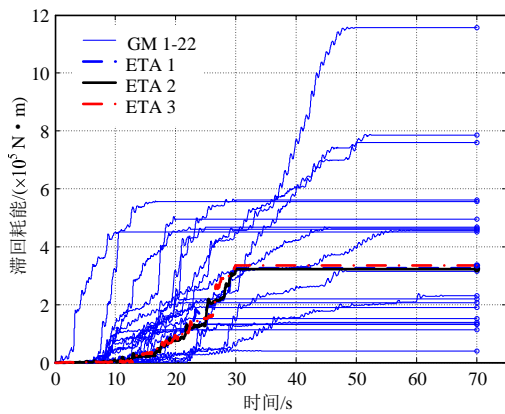
(a) 5层结构基底剪力对比



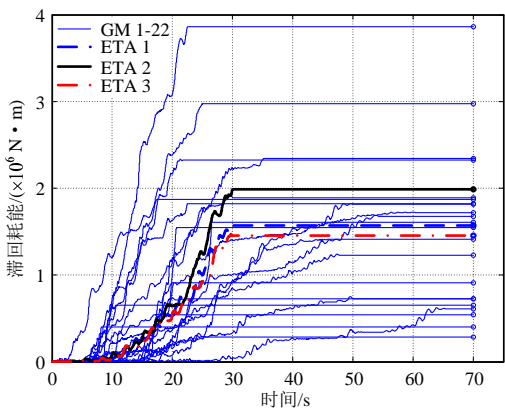
(b) 5层结构ETA与IDA结果相关性分析

和 12 层结构，耐震时程法产生的滞回耗能处于天然地震动产生的滞回耗能包络线之内。

为合理评估耐震时程法在不同地震强度下预测结构滞回耗能的准确性，对结构分别进行天然地震动的 IDA 分析和耐震时程分析，获得滞回耗能分析曲线如图 9 所示。从图 9(a)和图 9(c)可以看出，在较小的地震强度时，即耐震时间比较小时，耐震时程法获得的结构滞回耗能与天然地震动分析结果比较接近。当地震强度较大，即当耐震时间大于 15 s 时，两个结构的耐震时程分析结果小于天然地震动分析结果。当耐震时间为 30 s 时，耐震时程法会低估 5 层结构和 12 层结构滞回耗能约 17.3%和 5.9%，在整个耐震持时范围内，从图 9(b)和图 9(d)中 ETA 和 IDA 的线性关系可以看出，耐震时程法会低估 5 层结构和 12 层结构约 21.6%和 11.7%。必须看到的是，耐震时程法中的耐震时间是与地震动强度呈现线性关系的，而天然地震动的持时是不随强度发生变化的，当地震强度不太大时，由于耐震

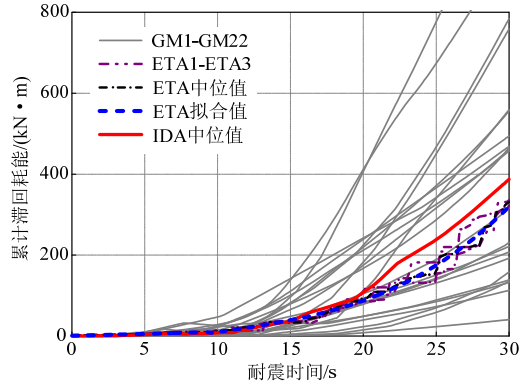


(a) 5 层结构

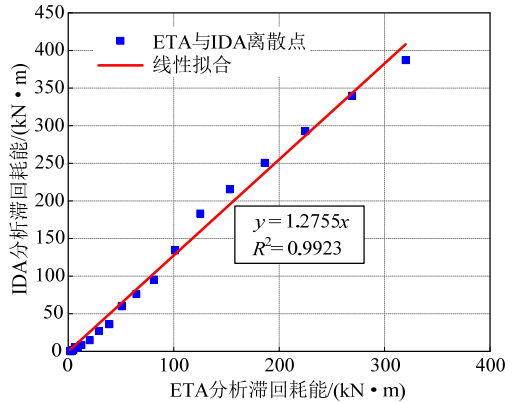


(b) 12 层结构

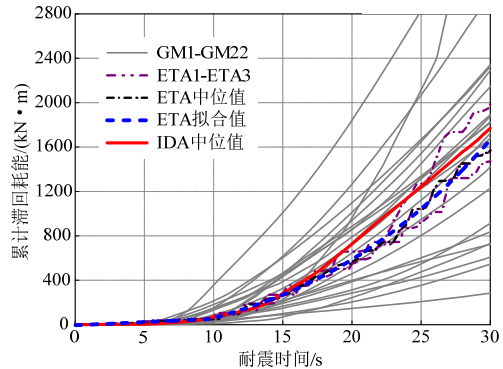
图 8 耐震时程法与天然地震动下结构的滞回耗能时程曲线
Fig.8 Hysteretic energy time history of structures subjected to ETAs and real ground motions



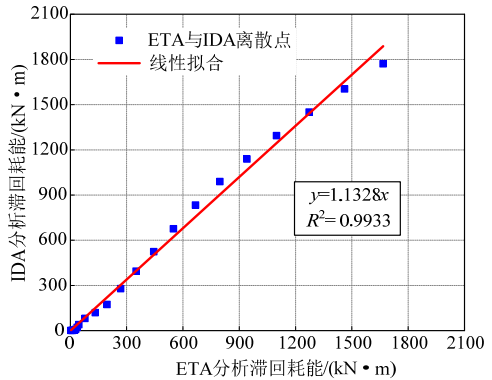
(a) 5 层结构滞回耗能分析



(b) 5 层结构 ETA 与 IDA 结果相关性分析



(c) 12 层结构



(d) 12 层结构 ETA 与 IDA 结果相关性分析

图 9 滞回耗能对比及相关性分析
Fig.9 Comparison of hysteretic energy and their correlation analysis

时间也不太大,进而导致耐震时程法产生的滞回耗能小于天然地震动分析结果,但是当耐震时间增长到一定值时,这一差距会逐渐改善,从图9中30s处两种分析结果可以看出。尽管如此,作为一种结构抗震分析的简化方法,这种误差是可接受的。

3.6 大震时耐震时程分析结果与天然地震动分析结果对比

为探讨耐震时程法预测结构在大震下的响应精度,将耐震时间 t_{ET} 固定到大震所规定的谱加速度值。由于5层和12层结构分别是按照8度(0.3g)和8度(0.2g)来设计,罕遇地震下结构的最大地震影响系数 α_{max} 分别为1.2和0.9,因此其对应的耐震时间分别为24s和18s,即仅采用前24s和18s的数据进行分析。

表1给出了5层和12层结构在耐震时程分析和天然地震动时程分析下的最大顶点位移、最大层间位移角、最大基底剪力和累计滞回耗能的数值大小及相对误差。从表中可以看出,对于5层结构,除累计滞回耗能误差较大外,其余抗震响应参数误差均较小,而结构抗震分析最重要的最大层间位移角误差为-15.8%,最大基底剪力误差仅为5.1%。对12层结构,耐震时程分析结果的最大误差为顶点位移响应,误差值为17.3%,而层间位移角误差仅为8.9%。因此,对本文两个结构,仅采用3条耐震时程曲线作为输入,便可有效的预测结构的大震性能响应,这对于结构的抗震性能评估、特别是大型复杂结构的抗震响应计算,具有极大的优势和吸引力。

表1 大震时耐震时程法与非线性动力分析结果对比

Table 1 Comparison of the results between endurance time method and nonlinear dynamic analyses for severe earthquakes

	5层结构			12层结构		
	ETA	时程分析	相对误差/ (%)	ETA	时程分析	相对误差/ (%)
顶点位移/m	0.1784	0.1923	-7.2	0.3794	0.3235	17.3
最大层间位移角/%	1.3509	1.6052	-15.8	1.6360	1.5015	8.9
最大基底剪力/kN	782.16	744.45	5.1	1314.24	1362.70	-3.6
累计滞回耗能/(kN·m)	153.31	215.52	-28.9	443.78	524.04	-15.3

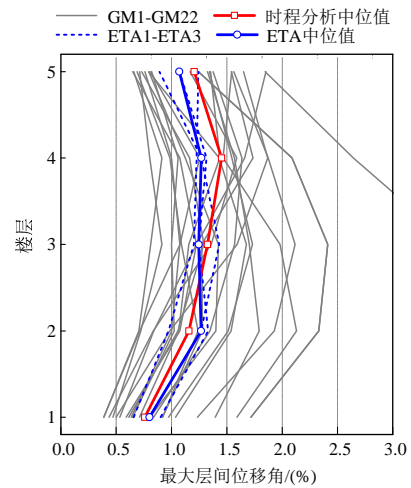
4 大震下的结构抗震响应分布对比

结构的抗震响应分布是评价结构抗震性能的重要指标。结构抗震响应分布主要包括层间位移角

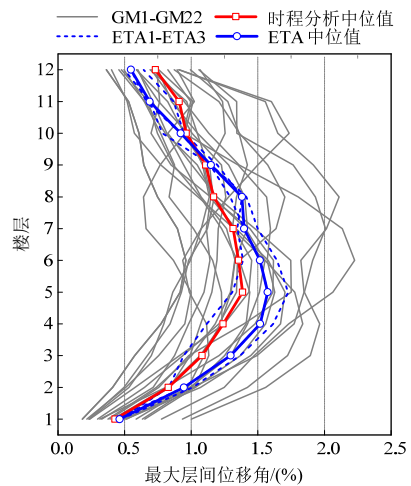
分布和楼层剪力分布。天然地震动强度和耐震时间按照3.6节来确定。

4.1 层间位移角分布及对比

图10给出了5层和12层结构在两种输入下的层间位移角分布。可以看出,22条天然地震动下结构的层间位移角离散性较大,而3条耐震时程分析结果离散性较小。同时,时程分析结果的中位值与耐震时程分析结果中位值具有较好的一致性。对5层结构,耐震时程法会略高估底层和2层的层间位移角,而低估3层~5层的层间位移角;对12层结构,耐震时程法略高估1层~9层的层间位移角,而低估10层~11层的层间位移角。作为一种近似方法,耐震时程法总体上可以较好的预测结构层间位移角分布。



(a) 5层结构



(b) 12层结构

图10 大震时层间位移角分布及其对比

Fig.10 Interstory drift ratio distribution and comparison for severe earthquakes

4.2 楼层剪力分布及对比

图 11 给出了大震时 5 层和 12 层结构在两种输入下的楼层剪力分布及其对比。可以看出, 与前文分析的其它抗震响应类似, 天然地震动由于其频谱的差异使得楼层剪力的离散性比耐震时程结果大, 3 条耐震时程曲线获得的楼层剪力中位值与 22 条天然地震动分析结果的中位值比较接近。对 5 层结构, 除第三层耐震时程结果大于时程分析结果外, 其余楼层两种分析结果非常接近。对 12 层结构, 除顶部 9 层~12 层有较小的误差外, 其余楼层耐震时程结果与天然地震动时程分析结果非常接近, 表明耐震时程法可以有效的预测结构的楼层剪力。

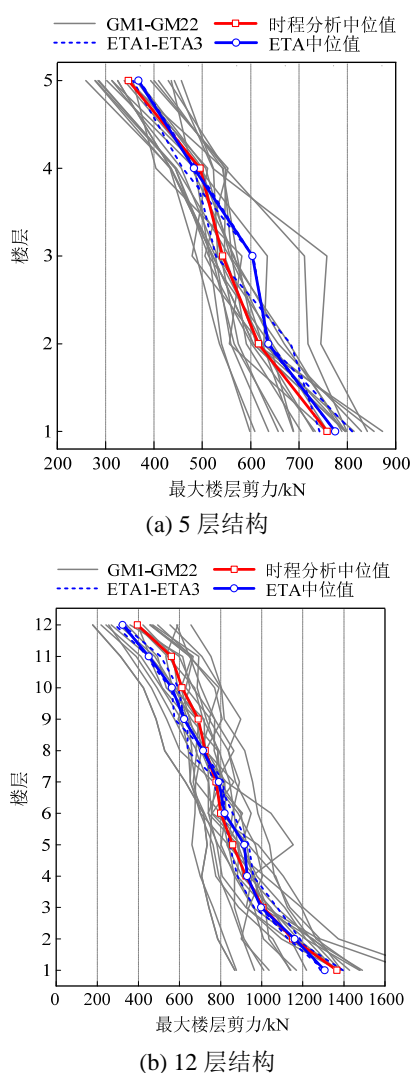


图 11 大震时楼层剪力分布及其对比

Fig.11 Story shear distribution and comparison for severe earthquakes

5 结论与讨论

本文基于我国建筑抗震设计规范反应谱, 采用

非线性最小二乘方法合成了三条持时为 30 s 的耐震时程曲线, 并以此作为输入, 通过与 22 条天然地震动输入下的对比分析, 系统研究了两个 5 层和 12 层钢筋混凝土框架结构的抗震性能, 得到如下结论:

(1) 耐震时程分析结果较多条天然地震动分析结果的离散性小, 且与多条天然地震动分析结果的中位值吻合较好。

(2) 耐震时程法不仅能较好的预测结构在不同地震强度下的宏观整体响应, 如最大顶点位移、最大基底剪力和最大层间位移角等, 也能很好的预测结构的累计滞回耗能, 还能较好的估计结构在某一特定地震强度(如大震)下的结构抗震响应分布, 如层间位移角分布和楼层剪力分布等。

(3) 耐震时程法仅需进行少数几次(本文为 3 次)非线性分析便可获得结构的抗震响应, 这大大提高了结构非线性分析的效率, 特别是对于大型复杂结构来说, 具有极大的优势和吸引力。

从本文分析可以看出, 耐震时程法可以较好的预测结构的地震响应(包括顶点位移、基底剪力和最大层间位移角等), 但仍然存在一些误差, 其主要原因在于: 1) 耐震时程法是基于规范弹性反应谱合成的, 而规范反应谱是大量地震动样本分析的结果, 本文虽然选取 22 条天然地震动来进行非线性分析, 其分析结果不能全面反映结构可能的抗震响应; 2) 耐震时程曲线的合成是基于反应谱与目标谱在整个周期范围内(0 s~6 s)最大程度的拟合, 但对于某一特定周期来说, 其与目标规范谱有一定的差异, 这种差异可能导致耐震时程分析结果与天然地震动分析结果有一定差别; 3) 由于结构在大震下进入弹塑性阶段, 采用弹性反应谱获得的耐震时程曲线不能很好的与结构的弹塑性特征相吻合, 因此采用非弹性反应谱作为目标谱来拟合耐震时程曲线时, 其精度可能会更高。

此外, 由于耐震时程曲线与常规天然地震动时程曲线的巨大差异, 其预测工程结构的累计损伤、构件局部响应、结构地震失效模式^[25]和失效路径^[26]等还需要进一步深入研究。

参考文献:

- [1] SEAOC. Performance based seismic engineering of buildings [R]. Version 2000 Committee. Sacramento: Structural Engineers Association of California, 1995.
- [2] Krawinkler H, Miranda E. Performance-Based

- earthquake engineering [M]// Bozorgnia Y, Bertero V V. Earthquake Engineering: from Engineering Seismology to Performance-Based Engineering, Part 9. CRC Press, Boca Raton, 2004: 9-1—9-59.
- [3] ATC-40, Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings [S]. Redwood City (CA): Applied Technology Council, 1996.
- [4] 马千里, 叶列平, 陆新征, 缪志伟. 采用逐步增量弹塑性时程分析方法对 RC 框架结构推覆分析侧力模式的研究[J]. 建筑结构学报, 2008, 29(2): 132—140.
Ma Qianli, Ye Lieping, Lu Xinzheng, Miao Zhiwei. Study on lateral load patterns of pushover analysis using incremental dynamical analysis for RC frame structures [J]. Journal of building structures, 2008, 29(2): 132—140. (in Chinese)
- [5] 吴京, 梁仁杰, 王春林, 等. 基于非线性静力分析的地震强度直接计算方法[J]. 建筑结构学报, 2011, 32(9): 44—49.
Wu Jing, Liang Renjie, Wang Chunlin, et al. Direct calculation of seismic intensity based on nonlinear static analysis [J]. Journal of building structures, 2011, 32(9): 44—49. (in Chinese)
- [6] 白久林, 欧进萍. 考虑模态侧向力组合的结构抗震性能评估方法[J]. 工程力学, 2016, 33(4): 58—66.
Bai Jiulin, Ou Jinping. Seismic performance evaluation of structures considering the combination of modal lateral forces for pushover analysis [J]. Engineering Mechanics, 2016, 33(4): 58—66. (in Chinese)
- [7] Hariri-Ardebili M A, Sattar S, Estekanchi H E. Performance-based seismic assessment of steel frames using endurance time analysis [J]. Engineering Structures, 2014, 69(15): 216—234.
- [8] Jalayer F, Cornell C A. Alternative non-linear demand estimation methods for probability-based seismic assessments [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamic, 2009, 38(8): 951—972.
- [9] Dimitrios Vamvatsikos, Allin C Cornell. Incremental dynamic analysis [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(3): 491—514.
- [10] Mackie KR, Stojadinovic B. Comparison of incremental dynamic, cloud, and stripe methods for computing probabilistic demand models [C]. Reston, VA: Proceedings of the Structures Congress and Exposition ASCE, 2005: 1835—1845.
- [11] Estekanchi H E, Vafai A, Sadeghazar M. Endurance time method for seismic analysis and design of structures [J]. Scientia Iranica, 2004, 11(4): 361—370.
- [12] Estekanchi H E, Valamanesh V, Vafai A. Application of endurance time method in linear seismic analysis [J]. Engineering Structure, 2007, 29(10): 2551—2562.
- [13] Estekanchi H E, Arjomandi K, Vafai A. Estimating structural damage of steel moment frames by endurance time method [J]. Journal of Constructional Steel Research, 2008, 64(2): 145—155.
- [14] 白久林, 杨乐, 欧进萍. 结构抗震分析的耐震时程方法[J]. 地震工程与工程振动, 2014, 34(1): 8—18.
Bai Jiulin, Yang Le, Ou Jinping. The endurance time method for seismic response analyses of building structures [J]. Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2014, 34(1): 8—18. (in Chinese)
- [15] Estekanchi H E, Riahi H T, Vafai A. Application of endurance time method in seismic assessment of steel frames [J]. Engineering Structures, 2011, 33(9): 2535—46.
- [16] Alembagheri M, Estekanchi H E. Seismic assessment of unanchored steel storage tanks by endurance time method [J]. Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2011, 10(4): 591—603.
- [17] MA Hariri-Ardebili, Saouma V. Quantitative failure metric for gravity dams [J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2015, 44(3): 461—480.
- [18] Mirzaee A, Estekanchi H E. Performance-based seismic retrofitting of steel frames by endurance time method [J]. Earthquake Spectra, 2015, 31(1): 383—402.
- [19] Riahi H T, Amouzegar H, Falsafioun M. Seismic collapse assessment of reinforced concrete moment frames using endurance time analysis [J]. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 2015, 24(4): 300—315.
- [20] GB50011-2010, 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
GB50011-2010, Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture & Building Press, 2010. (in Chinese)
- [21] 白久林. 钢筋混凝土框架结构地震主要失效模式分析与优化[D]. 哈尔滨: 哈尔滨工业大学, 2015.
Bai Jiulin. Main seismic failure mode analysis and optimization and of reinforced concrete frame structures [D]. Harbin: Harbin Institute of Technology, 2015. (in Chinese)
- [22] OpenSees. Open system for earthquake engineering simulation, OpenSees framework Version 2.4.0 [CP]. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, <http://opensees.berkeley.edu>, 2012.
- [23] FEMA 356, Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings [S]. Washington D C: Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [24] Pacific Earthquake Engineering Research Center. PEER Ground Motion Database [DB]. California, Berkeley, <http://peer.berkeley.edu/nga/>, 2005.
- [25] Bai Jiulin, Ou Jinping. Seismic failure mode improvement of RC frame structure based on multiple lateral load patterns of pushover analyses [J]. Science China Technological Sciences, 2011, 54(11): 2825—2833.
- [26] 白久林, 欧进萍. 基于 IDA 方法的钢筋混凝土结构失效模式优化[J]. 工程力学, 2011, 28(增刊 2): 198—203.
Bai Jiulin, Ou Jinping. Optimization of failure modes for reinforced concrete buildings based on IDA method [J]. Engineering Mechanics, 2011, 28(Suppl 2): 198—203. (in Chinese)