

基于 IDA 方法的框排架结构抗震性能分析

牛 帅, 朱佳宁

(西安建筑科技大学土木工程学院, 陕西 西安 710055)

摘 要: 基于逐步增量弹塑性时程方法, 选择了 10 条地震波对火电厂主厂房框排架结构进行非线性时程分析, 得到了相关指标的 IDA 曲线簇, 并进行统计分析, 最终得到了以概率为基础的框排架各层以及整体 IDA 曲线, 以此对抗震性能进行评价. 主厂房框排架结构抗震能力具有较大的富余度, 但煤斗大梁处是结构的薄弱环节, 设计时应注意加强.

关键词: 框排架; 逐步增量时程分析; 层间位移角; 性能分析

中图分类号: TU375

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2012)06-0799-06

在电力、冶金、矿山等钢筋混凝土工业结构中, 由于生产工艺的需要, 主厂房形成了多层框架、单层排架相互连成一体钢筋混凝土框排架结构体系. 这种纵、横向框排架结构很不规则, 整体布置复杂, 空间整体性能差, 刚度质量分布不均匀, 传力路径不明确. 弹塑性时程分析方法, 可通过运动方程求出任意时刻的结构动力响应, 相对于 Pushover 方法, 其准确度更高. 因此要了解这种不规则的结构在强震下的弹塑性变形能力, 最可靠的分析方法就是采用弹塑性时程分析方法.

1 框排架结构体系及模型的建立

1.1 体系特点

主厂房结构采用钢筋混凝土框架结构, 具体布置形式如图 1 所示.

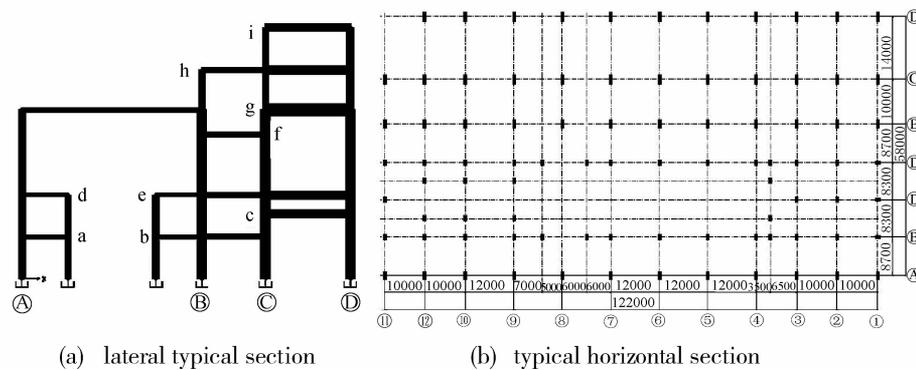


图 1 火电厂框排架结构图

Fig. 1 the frame-bent structure of the thermal power plant

如图 1 所示, 火电厂主厂房结构体系横向属于框排架结构, 其中包含有错层, 短柱, 楼层缩进, 且质量刚度分布不均匀. 尤其是横向框排架中, 其煤斗大梁, 相对于相连框架柱过于粗大, 形成“强梁弱柱”, 对抗震十分不利.

由于存在错层, 楼板不连续, 框排架结构不能像普通规则结构进行层的划分. 错层的形式会导致长短柱共用一层楼板, 短柱的刚度大, 在相同楼层位移下产生较大的层间位移角, 容易破坏, 是错层中的薄

收稿日期: 2012-09-25 修改稿日期: 2012-11-29

基金项目: 国家自然科学基金面上项目(51178383, 50978216)

作者简介: 牛 帅(1982-), 男, 贵州六盘水人, 博士生, 研究方向为火电厂框排架结构的抗震性能研究.

薄弱环节. 楼板不连续, 导致相同高度的两个楼板所受地震作用力无法直接联系, 形成两个相对独立的同高楼层. 排架部分顶层屋盖由于形式不定, 因此无法准确模拟该处的地震作用, 故暂不考虑该层的相关指标. 鉴于上述分析, 做出如图 1(a)所示的楼层划分.

1.2 模型的建立

本文中混凝土和钢筋采用弹塑性本构模型, 构件的非线性采用在构件两端添加塑性铰来模拟, 梁两端添加弯矩铰, 柱两端添加轴力-弯矩铰, 塑性铰具体信息需结合构件截面形式确定. 对框排架结构建立横向平面模型, 采用一般梁单元模拟梁柱构件, 用商用有限元程序进行建模及计算, 期间主要考虑内容如下^[1-2]: (1) 将屋架部分简化为一轴力杆件, 并认为屋架与排架理想铰结, 不考虑屋架在地震作用下的失效问题; (2) 汽机房的运转层选用大平台布置方式, 平台梁与柱在有限元模拟时采用刚接; (3) 由于该结构质量分布不均匀, 尤其是煤斗大梁处的荷载非常大, 很小的侧移也会产生不可忽略的附加弯矩, 因此, 在几何方程中引入二次项, 来考虑结构的 $P-\Delta$ 效应;

1.3 动力特性分析

对模型进行模态分析, 将前三阶振型列于图 2 中. 框排架结构的基本周期为 2.19 s, 基本振型为整体水平振动. 二阶周期为 0.71 s, 二阶振型为上部 h, i 层, 煤斗处 g 层与下部平台处附近位置 b, c, e 层反向振动. 三阶周期为 0.65 s, 三阶振型为 h, i 层与底部平台附近位置 b, c, e 层同向振动, 与煤斗处 g 层相反. 可见第二、三阶振型的振动形式可用剪切模型来表述. 前三阶振型的质量参与系数分别为 0.77, 0.05, 0.11, 结构第一振型对整个结构变形的贡献最大.

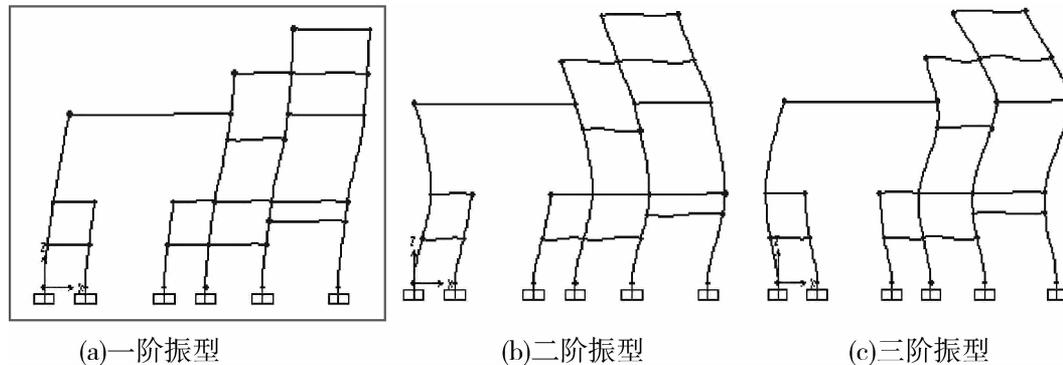


图 2 框排架结构前三阶振型图

Fig. 2 the first three models of frame-bent structure

2 逐步增量弹塑性时程分析方法

借鉴静力推覆分析方法的多次、逐步施加静力增量的思路, 通过将地震动逐级、多次调幅, 分别输入结构获取其时程分析的最大响应, 将这些单个时程分析结果连结、扩展为动力响应增量. 2000 年, FEMA 正式将这种方法命名为增量动力分析 (incremental dynamic analysis, 简称 IDA), 也称作动力推覆分析法.

该方法可以计算出在同一波形不同强度的地震动输入下的结构弹塑性变形时程, 从中可以提取出时程分析中所关心反应的最大反应数据, 形成按地震动放大顺序的描点连线, 实际上是将单一的非线性时程分析结果由“点”连成“线, 成为一条 IDA 曲线. 采用多条不同的地震动输入进行 IDA 分析, 得到 IDA 曲线簇, 并对所得结果进行统计分析, 获得一条具有统计意义的 IDA 曲线, 以此为依据, 则使得结构抗震性能评估的可靠性得到较大提升^[3].

2.1 参数的选取

IDA 分析结束后, 需要对所生成数据进行处理形成 IDA 曲线, 即分别以 IM, DM 为纵横坐标轴的描点连线. 这就涉及到 IM(Intensity Measure), DM(Damage Measure)两类参数的选择.

IM 表征为描述地震动强度大小的参数, 常用的有地面峰值加速度 (peak ground acceleration, PGA)、阻尼比 5% 的结构基本周期对应的加速度谱值 $S_a(T_1, 5\%)$ 等. 使用 $S_a(T_1, 5\%)$ 时 IDA 曲线的

发散程度较低,但是否适合于不规则的,受高阶振型影响的结构还未有定论,需进一步研究^[4]. 框排架结构刚度,受力不均匀,竖向突变,传力复杂,属于严重不规则结构,因此,本文选择 PGA 作为 IM 参数.

DM 为描述结构性能的参数,如顶点位移,基底剪力,层间位移,层间位移角,最大层间位移角等. 最大层间位移角 θ_{max} 与构件破坏程度、节点扭转位移,结构倒塌极限等直接相关,因此,通常选用 θ_{max} 作为 DM 参数.

2.2 地震波的选取及调幅

本文所涉及的框排架结构处于 II 类场地,因此进行 IDA 分析时所需的地震记录应与该场地类型对应. 从太平洋地震工程研究中心的强震数据库中,挑选与我国二类场地相类似的 S2 场地上的强震记录 10 条,并且所选择的地震动均为峰值加速度超过 0.4g 的强震记录. 具体地震动信息见表 1. 将所选地震波转化为相应的动力放大系数谱,列于图 3.

在进行 IDA 分析时,需将每一条地震动记录的 PGA 值分别进行调整,从而形成一系列峰值由小到大排列的地震波. 按照规范设计的框排架结构,由于诸多保守规定而“超强”,使之在设计地震动下很难发生较大的塑性破坏,为了了解结构塑性阶段的变形能力,一般对于按照 8 度设防的结构,都采用调整后最大 PGA 值为

1g,即 $9.8 \text{ m}^2/\text{s}$. 本文的框排架结构为 7 度设防,综合考虑后,最大的 PGA 定为 0.8 g. 随着 PGA 的增大,地震作用下框排架由初始的弹性状态进入塑性阶段,因此 IDA 曲线初始阶段为直线,步长可适当放宽;中后段为了捕捉曲线摆动,从而获得结构逼近倒塌的极限状态,步长需加密^[5]. 综上考量,本文进行 IDA 分析时,所采用的地震波加速度峰值调整为 0.1 g, 0.2 g, 0.3 g, 0.4 g, 0.5 g, 0.55 g, 0.6 g, 0.65 g, 0.7 g, 0.75 g, 0.8 g (g 为重力加速度). 模型中采用的阻尼为 Rayleigh 经典阻尼,取值为 0.05.

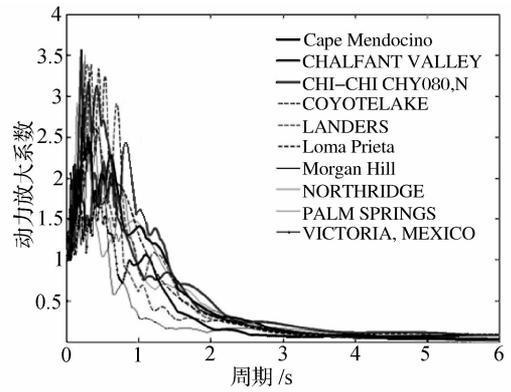


图 3 地震波动力放大系数谱

Fig. 3 the dynamic magnification factor spectrum of seismic waves

表 1 太平洋地震工程研究中心地震库中所选择的相应于二类场地的地震动记录

Tab. 1 earthquake records responding to 2 site from PEER

类别	地震名称	记录站	PGA/g	PGV/cm · s ⁻¹	PGD/cm
S2	Cape Mendocino 1992/04/25 18:06	89324 Rio Dell Overpass - FF	0.385	43.9	22.03
	Chi-Chi, Taiwan 1999/09/20	CHY080	0.902	102.4	33.97
	Coyote Lake 1979/08/06 17:05	57383 Gilroy Array #6	0.434	49.2	7.77
	Victoria, Mexico 1980/06/09 03:28	Station: 6604 Cerro Prieto	0.621	31.6	13.2
	Landers 1992/06/28 11:58	23 Cool water	0.417	42.3	13.76
	Loma Prieta 1989/10/18 00:05	57007 Corralitos	0.644	55.2	10.88
	Morgan Hill 1984/04/24 21:15	1652 Anderson Dam (Downstream)	0.423	25.3	4.58
	N. Palm Springs 1986/07/08 09:20	5070 North Palm Springs	0.594	73.3	11.46
	Northridge 1994/01/17 12:31	24278 Castaic -Old Ridge Route	0.568	52.1	4.21
	Whittier Narrows 1987/10/01 14:42	Station: 24400 LA - Obregon Park	0.45	16.1	2.18

3 结果分析

将表 1 所列地震波按照 2.2 节中的参数的进行设置,每一条波都会形成一组的峰值由小变大的地震记录,共 10 组. 将每一组地震波输入框排架结构弹塑性模型,进行动力时程分析,并将所得数据进行处理,形成以 PGA-最大位移角,顶点位移,基底剪力曲线及基底剪力-顶点位移等曲线,对结构的抗震性能进行分析.

3.1 PGA-最大层间位移角曲线

以往的研究表明,结构各层的 IDA 曲线大体趋势相同,在 PGA 值较小的初始阶段,曲线随着地震

动峰值增大而呈线性增长,并且随着结构非线性程度的增加,曲线出现了上下,左右摆动的现象.在不同信号特征的地震动输入下,各层的 IDA 曲线之间也会有一定差异.

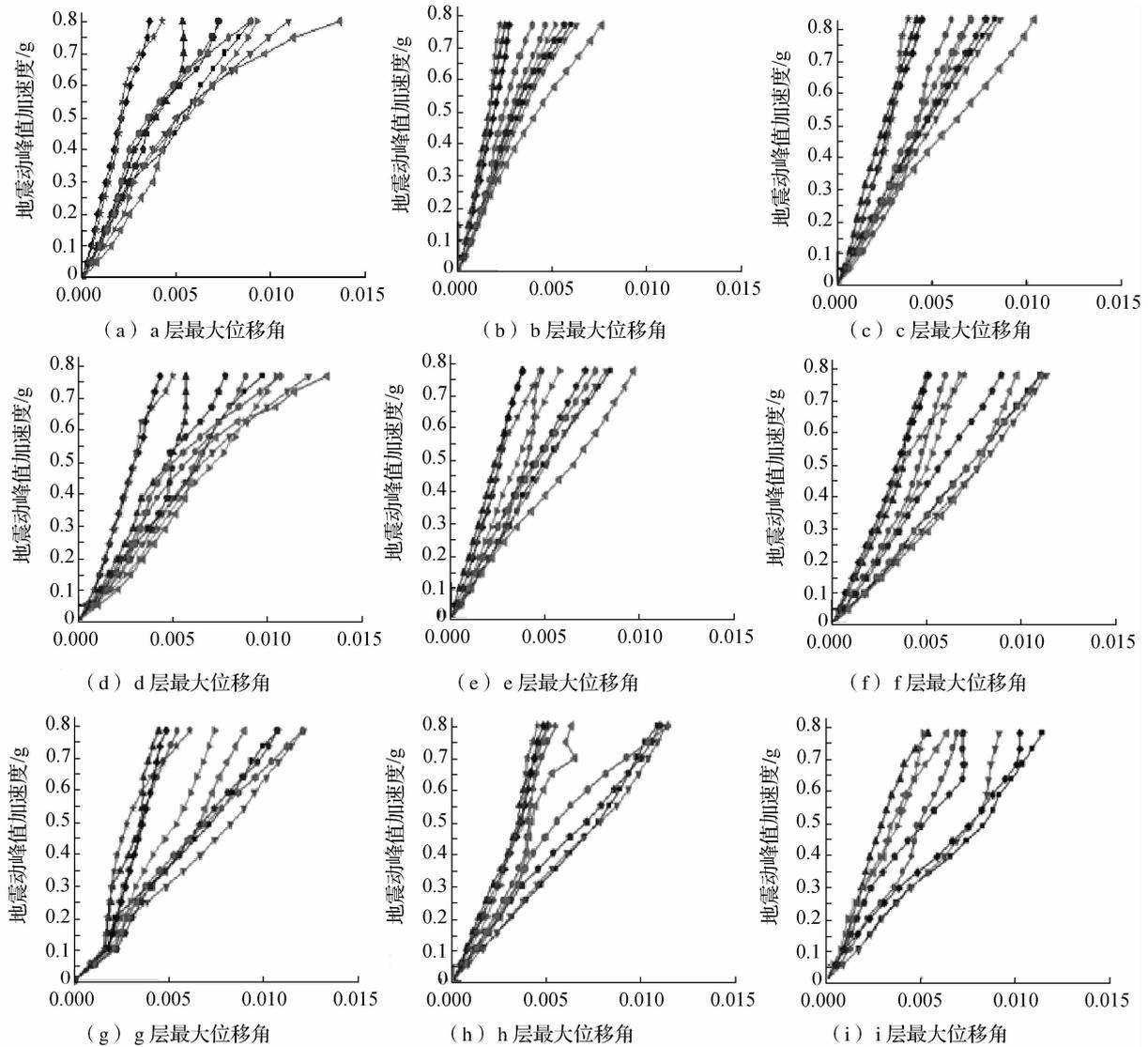


图4 地震动加速度幅值-层间位移角的 IDA 曲线

Fig. 4 PGA-Maximum story drift IDA curves

对于 IDA 曲线簇,其各条曲线间的差异代表着所输入的地震动之间的差异^[6-7].从图 4 可以看出, b,c,e,f 层的 IDA 曲线比较规则,随着地震加速度幅值的增大而增大,总体上呈线性发展. a,d,g,h,i 层的 IDA 曲线形式较不规则,离散程度高.由图 1(a)所示,层 a,d 处于排架处,结构外缘,侧向刚度较小,在强震作用下抵抗能力较弱.而 b,c,e,f 处于框架部分,具有较强的侧向刚度,在地震作用下的反应趋势相对稳定. g 层的曲线是发散性最强的,且在 0.1 g 附近有较大突变,趋势不同的 IDA 曲线意味着该层可能有较多的破坏模式.第 h,i 层由于形体缩进,相对于其它层体型较小,所发生的鞭梢效应使得这两层的层间位移角 IDA 曲线离散性较大.

对 IDA 分析进行数据处理时,将按照加载顺序将响应连线,可以反映 IDA 曲线的前后摆动现象^[8].此种摆动很可能是体系由于动力失稳而逼近倒塌的极限状态,此后再有更高的 IM 对应的 DM 值,也是毫无意义的.图 4(g)中可以看出,第 g 层的 IDA 曲线相对其它层有较为明显的摆动.由于此层是煤斗层,所承载的重量大,且“梁强柱弱”,因此在地震作用下易于产生过大的层间位移角而破坏.结合该层曲线摆动的现象,可以认为该层容易发生破坏,属于薄弱层,设计时应该加强.

3.2 基于概率的 IDA 分析曲线

由图 4 可以看到,由于地震动输入的差异,导致各层的反应差别较大,为了有效使用这些数据,统计方法是必要的.基于卜一^[9]给出的 IDA 分析步骤,对框排架结构进行分析.其中假设 DM-IM 曲线符合正态分布,在同一 PGA 值下,对相应的层间位移角进行统计分析,分别得到 $\alpha=16\%$ 、 50% 、 84% 的分位值,并绘于图 5,由于篇幅所限,仅列出 a, d, g 层概率曲线.

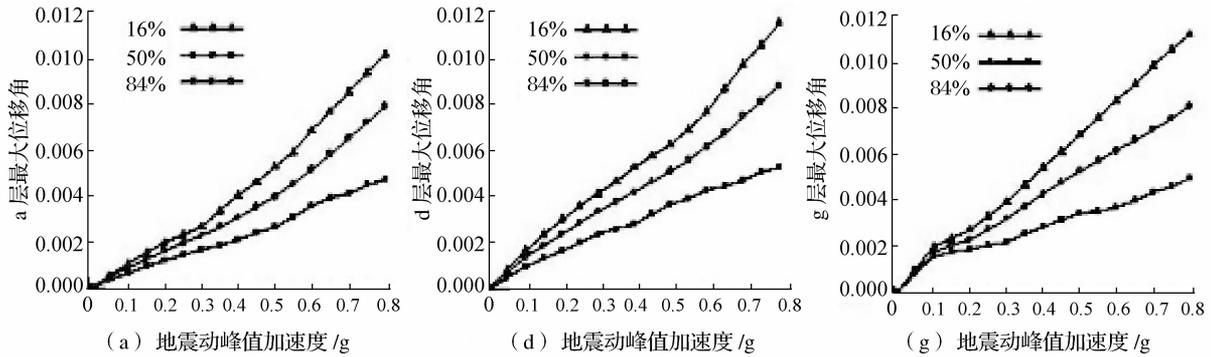


图 5 a, d, g 的 IDA 分析曲线

Fig. 5 IDA analysis curves of a, d, g story

从图 5 可已很明显看出,图中各层的层间最大位移角的离散程度随着地震动幅值大体成正比,即地震动越强,离散程度越大,其他各层也有此规律,图 5 与图 4 对应层的信息量基本一致.从图 5 了解所示各层的层间位移角在某一峰值地震动作用下以多大的保证率处于某一数值范围内.篇幅所限,表 2 仅列出 g 层的相关统计指标的值.

表 2 g 层最大层间位移角的统计特征值

Tab. 2 Statistical characteristics of maximum drift of g story

Story No.	PGA	σ	μ	$z_{0.16}$	$z_{0.84}$
g	0.1g	0.001 818	0.000 202	0.002 041	0.001 649
	0.2g	0.002 365	0.000 423	0.002 805	0.001 919
	0.3g	0.003 26	0.000 91	0.004 021	0.002 217
	0.4g	0.004 34	0.001 392	0.005 498	0.002 928
	0.5g	0.005 358	0.001 808	0.006 937	0.003 492
	0.6g	0.006 249	0.002 205	0.008 43	0.003 737
	0.7g	0.007 178	0.002 549	0.009 957	0.004 432
	0.8g	0.008 178	0.002 829	0.011 34	0.005 039

如表 2 所示, g 层的标准差 σ 在 0.1 g 时最小,意味着该层在 0.1 g 时层间位移角的离散性最小,且有 84% 的保证率大于 0.001 649,小于 0.002 041.

4 结 论

对框排架结构的各层 IDA 曲线进行了分析,初步了解了该结构的变形能力随地震强度增加的变化趋势,并发现该结构第 g 层为薄弱层.对 IDA 曲线进行统计分析,所得相关的数据可在统计意义上保证计算结果的可靠性.

参考文献 References

[1] 吴 涛,白国良,刘伯权,等.大型火力发电厂钢筋混凝土框排架结构抗震性能拟动力试验研究[J].西安建筑科技大学学报:自然科学版,2005,37(4):538-544.
WU Tao, BAI Guo-liang, LIU Bo-quan, et al. Pseudo-dynamic study on seismic behavior of R. C. frame-bent structures in thermal power plants[J]. J. Xi'an Univ. of Arch. & Tech.: Natural science Edition, 2005, 37(4): 538-544.

- [2] 刘志钦,白国良,李红星,等. 火电厂主厂房型钢混凝土框排架结构动力特性实验研究[J]. 西安建筑科技大学学报:自然科学版,2010,42(4):538-544.
LIU Zhi-qin, BAI Guo-liang, LI Hong-xing, et al. Test study on dynamic characteristics of SRC frame-bent structure for main building of a thermal power plant[J]. J. Xi'an Univ. of Arch. & Tech.: Natural science Edition, 2010, 42(4):538-544.
- [3] 马千里,叶列平,陆新征,等. 采用逐步增量弹塑性时程方法对 RC 框架结构推覆分析侧力模式的研究[J]. 建筑结构学报,2008,38(2):132-140.
MA Qian-li, YE Lie-ping, LU Xin-zheng, et al. Study on lateral load patterns of pushover analysis using incremental dynamical analysis for RC frame structures[J]. Journal of Building Structures, 2008, 38(2):132-140.
- [4] VAMVATSIKOS D, CORNELLI C A. Incremental dynamic analysis[J]. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2002, 31(3): 491-514.
- [5] 杨成. 结构动力分析在基于性能的抗震工程中的应用[D]. 成都:西南交通大学,2004.
YANG Cheng. Structural Dynamics Analysis in Performance-based Earthquake Engineering [D]. Chengdu: Southwest Jiaotong University, 2004.
- [6] 李谦. 增量动力分析方法的研究及其应用[D]. 西安:西安建筑科技大学, 2011.
LI Qian. Study and application of incremental dynamical analysis method[D]. Xi'an: Xi'an University of Architecture and Technology, 2011.
- [7] 吴巧云. 基于性能的钢筋混凝土框架结构抗震性能评估[D]. 武汉:华中科技大学,2011.
WU Qiao-yun. Performance based seismic Performance evaluation of Reinforced concrete frame structure[D]. Wuhan: Huazhong University of Science and Technology, 2011.
- [8] 汪梦甫,曹秀娟,孙文. 增量动力分析方法的改进及其在高层混合结构地震危害性评估中的应用[J]. 工程抗震与加固改造,2010,32(1):104-109.
WANG Meng-fu, CAO Xiu-juan, SUN Wen. Incremental Dynamic Analysis Applied to Seismic Risk Assessment of Hybrid Structure[J]. Earthquake Resistant Engineering and Retrofitting, 2010, 32(1):104-109.
- [9] 卜一,吕西林,周颖,等. 采用增量动力分析方法确定高层混合结构的性能水准[J]. 结构工程师,2009,25(2):77-84.
BU Yi, LÜ Xi-lin, ZHOU Ying, et al. Studies on the Multi-Levels of Hybrid Structures Using Incremental Dynamic Analysis[J]. Structural Engineers, 2009, 25(2):77-84.

Seismic performance analysis based on Incremental dynamic analysis for frame-bent structure

NIU Shuai, ZHU Jia-ning

(School of Civil Engineering, Xi'an University of Architecture and Technology, Xi'an 710055, China)

Abstract: the main powerhouse belongs to frame-bent structure style, is of irregular shape, complicated force paths. In strong earthquake, it easily deforms and even collapses to cause much damage. Therefore, the seismic capability must be known. According to incremental dynamical analysis method, 10 earthquake waves are chosen in nonlinear time-history analysis of frame-bent structure. Through statistical analysis of IDA curves obtained, the IDA curve based on the probability of each floor and the whole structure can be obtained to make a judgment for the performance. Seismic capability of main powerhouse is more than demand, but its coal scuttle beam is vulnerable, strengthening is needed in design process.

Key words: frame-bent structure; incremental dynamical analysis; story drift; performance analysis