

文章编号: 1005-0523(2004)01-0021-06

需求能力系数法及其在性能评估中的应用

曹炳政¹, 罗奇峰², 杨玉成³, 解文峰⁴

(1. 上海市建筑科学研究院有限公司, 上海 200032; 2. 同济大学结构工程与防灾研究所, 上海 200092;
3. 中国地震局工程力学研究所, 哈尔滨 150080; 4. 四川农业大学 都江堰分校, 都江堰 611830)

摘要:介绍了结构在不同性能水准下能力的确定方法—动力增量分析法, 并就考虑地震需求和结构能力的不确定性因素的性能评估方法—需求能力系数法作了分析. 最后, 结合需求能力系数法对独山子石化总厂炼油厂的钢框架进行8度罕震下的性能评估, 给出该性能水准的可靠等级.

关键词:需求能力系数; 性能评估; 动力增量分析; 钢框架
中图分类号: TU991.35 **文献标识码:** A

1 前言

90年代初由美国学者提出的“基于性能抗震理论体系”已为各国地震工程界所接受, 并就理论体系的框架、研究内容和分析方法等展开了深入的研究, 美国 SEAOC/Vision2000、ATC40、FEMA273 中的研究成果^[1-3]代表了当今性能理论的水准. 我国学者在这方面的研究起步较晚, 但就性能分析方法的研究也取得了一定的成果, 如静力非线性方法(Push-over)已被吸收到《建筑抗震设计规范》GB50011-2001中^[4].

我国《建筑抗震鉴定标准》GB50023-95^[5]是建立在89抗震规范基础上的, 采用的两级鉴定方法: 一是对构造措施加以要求; 二是基于构件承载力的抗震验算和薄弱环节的验算. 这种基于“三水准两阶段”准则的抗震评估理念, 不足以有效地控制结构和非结构构件的破坏损失, 尤其是大震下缺乏定量的判别指标, 近几次的震害(Northridge 1994, Kobe 1995)暴露了基于这种抗震理念的薄弱环节^[6]. 1997年版的美国《房屋抗震加固指南》中提出了基于位移的已建结构抗震性能评估方法—能力谱法^[7, 8],

能够确定结构在罕遇地震下的屈服机制、各塑性铰出现的顺序、结构达到位移极限或形成机构时各塑性铰的曲率大小, 在一定程度上能反映出结构大震下的抗震性能. 但是由于能力谱法本身的局限性, 如假定的分布荷载模式、高振型的影响、静力非线性过程等, 不能真正地反映出地震动的特性、结构的动态特性. 另外, 能力谱法得到的抗震性能只是给定性能水准下的地震需求, 而不能动态地反映结构在不同性能水准下的抗震能力.

地震在作用时间、强度和空间上的随机性, 结构材料强度在设计和施工过程中的不确定性以及人为因素等多种不确定性, 使得结构的抗震性能在地震作用下是很不确定的, 故而将可靠度理论应用到结构设计中可以合理地处理一些不确定性和随机性因素. 尽管, 目前规范中在设计构件的承载力时采用了可靠度思想, 如设计表达式中的分项系数、材料系数, 能够将构件保证在一定可靠水平之间, 但是, 基于性能设计和评估的理论要求确定结构在不同地震水平作用的性能状况, 同样也要处理不同性能水准下的不确定性和随机性因素^[9]. 现有评估方法—能力谱法中不同性能水准下位移指标的确定过程是没有考虑分析方法的不确定性、模型

收稿日期: 2003-10-08

作者简介: 曹炳政(1972-), 男, 江苏高邮人, 工程师, 工学博士.

的不精确性以及地震输入的随机性等因素。

1994年 Northridge 后美国 FEMA 发展了一个名为 SAC 的项目,旨在减少抗弯钢框架的地震危险性,综合评价其抗震性能。在此基础上, Yun 等^[10]提出了“需求和能力系数法(Demand and Capacity Factor Method)”,被美国的评估规范 SAC 2000a, b^[11, 12]采纳。该方法的特点是考虑钢框架抗震需求和能力的不确定性和随机性因素,并能给出满足相应性能水准的可靠等级(以概率大小表示)。显然,这是基于性能理论评估方法的发展趋势,性能评估的核心问题是不同性能水准下结构能力的合理确定, Vamvatsikos 和 Cornell^[13]提出的动力增量分析方法(Incremental Dynamic Analysis)较好地解决了这一问题。

本文介绍了动力增量分析法和需求能力系数评估方法,用 DCFM 对独山子石化炼化总厂炼油生产装置中的钢框架进行 8 度罕震下的性能评估,并给出可靠等级,其结果可作为厂方对其进行加固改造的依据。

2 动力增量分析

动力增量分析法是一个参数分析方法,这个概念早在 1977 年就由 Bertero^[14]提出, Cornell 对其进行了进一步的研究,现已被归纳到 SAC 2000a, b 规程中。通过分析不同强震记录下结构的非线性动力位移响应来确定或检验结构的抗倒塌能力。该方法有以下两点特征:1) 能反映出结构在将来可能遇到的不同强震下的地震需求能力和抗倒塌能力;2) 较好地反映出结构在强震下刚度、强度以及变形能力的变化过程。

2.1 单个强震记录的 IDA 分析

性能设计/评估中要评估结构的变形能力,就必须选择不同性能水准下具有超越概率的地震动进行非线性动力倾覆分析。这样的强震记录必须符合一定的场地条件、强度和持时,才能尽可能地接近实际。实际的地震发生是不确定的,故而分析中只能采用相近的强震记录(或人工合成地震记录),并对记录进行适当的调幅、伸缩。IDA 分析是针对强震记录的,若原记录为 a_1 (向量),调幅后的记录为 $a_\lambda = \lambda * a_1$ (λ 是正数,大于 1 为放大记录,小于 1 则减小记录)。

对于不同水准的地震动,表达其强度的方式有很多,常用的是峰值加速度 PGA、结构基本周期对应的加速度谱值 $S_a(T_1, 5\%)$,现选用 $S_a(T_1, 5\%)$

作为地震水平的强度指标。结构在给定地震动 a_λ 下的响应,可选的参数有最大基底剪力、破坏指数、层间位移角等。层间位移角 θ_{\max} 是最合适的,它与节点转动、构件破坏程度和层间倒塌能力是直接相关的。

单个强震记录的 IDA 分析是对给定结构模型和强震记录下的非线性动力分析过程,它以 a_1 为基础,并经调幅后的 a_λ 记录所进行一系列的分析。选择的 a_λ 要覆盖结构可能遭受到最强烈的地震动,使得结构性能从弹性、非弹性阶段到倒塌。每一级 a_λ 相对应的结构性能参数 θ_{\max} 记录了结构的整个动态变化过程,最后将不同的 $S_a(T_1, 5\%)$ 和 θ_{\max} 点对在二维坐标系中表示出,一个 a_λ 分析过程对应一条曲线,从中可看出不同性能水准下结构的强度、变形能力以及结构的动态特性过程(图 1)。尽管 IDA 理论过程较为简洁明了,但动力非线性分析是非常耗时时的,单个 a_λ 分析过程是个逐步增加(的计算过程,有等步长和不等步长两种算法,等步长的取值要针对不同的结构分别取不同的值,一般的情形是:对于多层结构(3—12 层)步长可取 0.2 g;高层结构(>12 层)步长可取 0.1 g。不等步长可在等步长的基础上增加或减少步长,步长的大小要根据计算的收敛性来取值。计算终止的条件是:在 $S_a(T_1, 5\%)$ 和 θ_{\max} 的二维坐标系中 θ_i, θ_{i+1} 的连线斜率小于 $0.2k_e$,或 θ_{i+1} 大于等于 0.10。

2.2 多个强震记录的 IDA 分析

由于地震的发生是不确定的,不同的强震记录所包含的频谱、强度以及持时特性是不同的,单个强震记录的 IDA 分析并不能完全捕捉到结构在未来地震中的实际行为。为评估结构的抗震能力,应选择足够多的地震记录,且要覆盖将来结构可能遭受到最强烈的地震动。单个记录在 $S_a(T_1, 5\%)$ 和 θ_{\max} 坐标系中有一条 IDA 曲线,多条记录就产生多条 IDA 曲线,这就给结构能力的判断带来了困难。对于单个记录的 IDA 曲线是确定的,而对于多个记录的多条 IDA 曲线便是不确定的。要得到结构在设防水准下的位移能力,就必须对多条记录下的 IDA 分析结果作统计分析并做出合理的估计。

根据多条记录的 IDA 分析估计结构的位移能力通常有两种方法:参数法和非参数法,最为简单的是非参数法,求出不同记录在同一强度等级下 $S_a(T_1, 5\%)$ 不同(max, i 的中值,再将不同强度的点对 $(\theta_{\max}, S_a(T_1, 5\%))$ 连成曲线。

2.3 IDA 分析过程

用IDA确定结构不同性能水准下能力的过程非常简单,具体为:

1) 选择代表结构所处场地的10—20条地震记录;

2) 用某条记录对结构进行弹性时程分析,并在二维坐标系中(横轴表示结构最大层间位移角、纵轴表示结构所遭受强震记录的谱加速度值)标出结构基本周期所对应的谱加速度值和最大层间位移角的点.连接原点与该点成一直线,该直线的斜率就被作为该记录的弹性斜率.用同样的过程计算其它记录下的弹性斜率,所有记录的弹性斜率的中值作为弹性斜率的参考值,记作 k_e ;

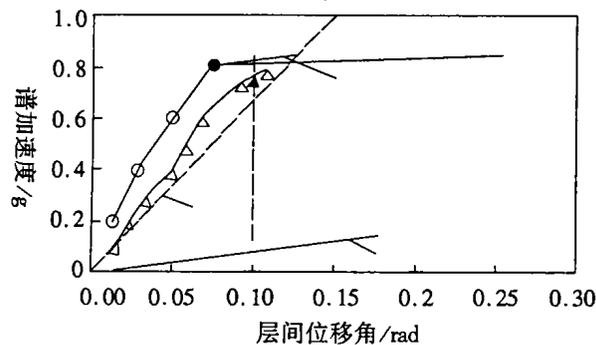


图1 5层钢结构的IDA分析

3) 用某条记录对该结构重新进行非线性动力时程分析.在同样的二维坐标系中作出该记录分析下的点,记作 Δ_1 ;

4) 增加这条记录的幅值,用步骤3重新计算并画出点 Δ_2 .连接 Δ_1 和 Δ_2 ,如果该线的斜率小于 $0.2 k_e$ ($0.2 k_e$ 是计算时较为敏感的倒塌值),则 Δ_1 是这条记录下该结构的整体层间位移角限值.否则继续计算下去,直至 Δ_i 、 Δ_{i+1} 的连线斜率小于 $0.2 k_e$.如果满足要求 Δ_i 是整体层间位移角限值.如若 Δ_{i+1} 大于等于 0.10 则位移能力取 0.10 作为极限值.

5) 进行另一条记录重复3、4步骤.按这样的方法做完每条记录,对每条记录下位移能力极限值取中值作为最后结构的能力极限值.图1是对5层结构所做的两条IDA分析过程曲线,一条曲线的能力值(带小圈的)由 $0.2 k_e$ 确定,另一条曲线(带小三角的)的能力值由 0.10 限值确定的.

3 需求和能力系数法

3.1 性能评估方法—DCFM

要满足不同的性能水准,结构的破坏概率取决于其地震易损性和其所遭遇的地震强度.地震易损

性与结构的能力有关,如顶点位移、层间位移、塑性转角或构件的承载力等,基于性能理论中用层间位移角作为性能参数.按性能水准不同的要求,性能参数也分为不同的等级.需求能力系数法考虑了地震需求和结构能力中的随机性和不确定性,给出不同性能水准下的可靠等级,使得工程人员对结构的抗震性能有可靠的把握.SAC 2000a,b给出了DCFM的表达式,用 λ (表示可靠度指标,根据其取不同的值得出不同性能水准的可靠等级).

$$\lambda = \frac{\gamma \cdot \gamma_a \cdot D}{\phi \cdot C} \quad (1)$$

式中: C —结构位移能力的中值估计.在SAC 2000a,b中可根据结构层数从给定的表中查出估计值,也可以用动力增量分析方法(IDA)直接求出; D —给定地震作用下结构位移响应的中值(可用不同的计算方法,如静力弹性、静力塑弹性、动力弹性或动力弹塑性分析求出); γ —需求不确定性系数,主要是考虑地震的不确定性和因地震不确定性而产生结构响应的不确定性因素; γ_a —分析方法的不确定性系数,考虑用指定分析过程来估计结构地震响应偏差的不定性; ϕ —结构能力系数,考虑到预测结构能力的不确定性和随机性; λ —可靠性参数.

3.2 性能评估过程

简化的性能评估过程只需要设计者/评估者计算出给定地震作用下结构的需求 D (以最大层间位移角给出),式(1)中其它参数可从相关的表中选取或根据可靠度危险性分析计算出.具体的性能评估过程包括以下几步:

1) 确定评估的性能目标.根据业主不同的要求选择不同的性能等级(基本完好、轻微损坏、中等破坏、严重破坏、倒塌等),以及该性能等级下的危险性水平(满足该性能水准的超越概率).SAC 2000a,b中有关条文认为,如果可靠性达到90%就能满足整体性能水准的要求;如果可靠性为50%就可在局部层次上达到该性能水准的要求.

2) 确定所选性能等级的地震动特性.每一性能等级的地震动强度应有相同的超越概率保证,如对于严重破坏与所选罕遇地震有相同2%/50年的概率保证,当然业主也可以有更高的性能要求和更高的概率保证.

3) 计算结构在确定地震动下的地震需求.用通常的分析方法(线性、非线性、静力、动力)计算结构的需求,可用最大层间位移 θ_{max} 表示,考虑到分析过程的偏差乘以一个系数 C_B ,即为

$$D = C_B \hat{\theta}_{\max} \quad (2)$$

式中: C_B —分析过程的偏差系数; $\hat{\theta}_{\max}$ —最大层间位移角的中值.

(4)整体和局部倒塌能力和能力系数的确定. SAC 2000a, b 给出了整体层间位移能力、相应的能力系数和局部位移能力、能力系数. 也可根据下式(3)计算出结构能力系数(用动力增量方法计算结构能力).

$$\phi = e^{\frac{k}{2b^2}} \quad (3)$$

式中: k —地震危险性曲线(地震强度和超越概率关系曲线)的对数斜率; b —结构能力变化时能力参数自然对数的标准差.

5) 确定结构位移需求能力比值(一旦结构在给定性能水准下的位移需求求出, 需求的不定性系数、能力值和能力系数确定, λ 可用式(1)求出).

6) 评估结构的可靠性等级. 结构在设防性能水准下的需求能力比值 λ 求出后, 可将(值代入式(4)求出 K_x , 再查标准高斯分布表得出概率 x 值, 判别可靠性等级.

$$\lambda = e^{-\beta_{UT}(K_x - k_{UT}^2/2b)} \quad (4)$$

式中: β_{UT} —考虑了不定性因素, 结构地震需求和能力变化分布的对数的标准差. 不确定性系数的值取决于结构需求和能力估计时的不确定性因素, 如有效阻尼、真实的材料特性、有效结构周期等^[11, 12].

4 独山子石化炼油厂钢框架抗震性能评估

4.1 钢框架概况

该厂需要进行抗震安全鉴定和震害预测的 12 个炼化生产装置, 共有 14 幢钢构建、构筑物, 具体为: 二丙烷空冷框架、重整空冷框架、工业水单塔气提换热器平台(1层); 三蒸馏常压框架、一酮苯空冷框架、重整空冷框架(2层); 一酮苯冷换框架、一糠醛换热器平台、重整芳烃分离框架、重整加氢框架(3层); 常减压装置三蒸馏减压框架、三蒸馏构 3 泵房(4层); 东蒸馏常减压冷换钢框架、二催化旋分框架(5层). 结构形式比较规整, 按不同层选取典型的 5 幢, 其结构参数详见项目报告^[15].

4.2 强震记录和结构模型

文中选取的地震波来源于典型的强震记录, 根据独山子石化总厂炼油厂的场地情况合理进行了选择, 选择过程中全面地考虑了地震动的三要

素. 对选用地震加速度记录的峰值按适当的比例进行放大或缩小, 使峰值加速度相当于与设防烈度相应的多遇地震和罕遇地震时的加速度峰值. 根据有关资料, 调整的加速度峰值列于表 1.

表 1 加速度峰值(g)

设防等级	7 度	8 度	9 度
多遇地震	0.035	0.070	0.140
设防烈度	0.107	0.215	0.429
罕遇地震	0.220	0.400	0.620

炼油厂的场地为 II 场地、远震, 8 度设防. 考虑到厂方的性能目标, 为进行 8 度罕震下的钢结构的性能评估, 故将地震动峰值调整至 0.4 g. 考虑到场地的变异性, 也将场地的卓越周期视为 0.4 秒附近变化的一个区域. 所选 10 条地震波的卓越周期 0.35、0.44、0.55 和 0.60 秒, 分别位于规范规定场地土的特征周期 0.4 秒的附近. 5 幢钢结构的基本周期在 1 秒左右, 所选的地震波持时为 10 秒.

根据现场调查资料表明, 炼油厂的钢结构是 70~90 年代设计和施工的, 其节点形式均是腹板栓接、翼缘焊接的节点方式(脆性节点), 存在着相当大的安全隐患. 欲真实再现钢框架在强震下的破坏现象, 重要的是钢框架节点非线性的处理, 即如何用有限元的方法模拟出梁柱以及节点域, 尤其是弱节点域.

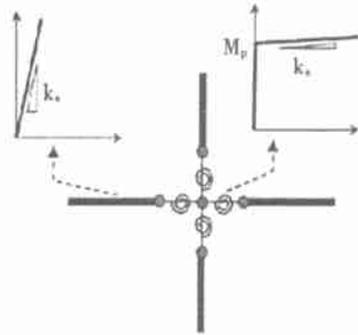


图 2 梁柱节点域的分析模型

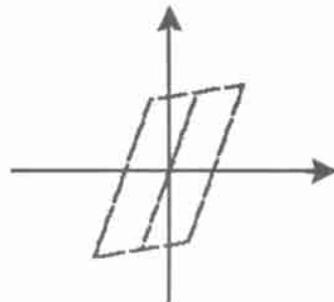


图 3 双线性恢复力模型

Kraminkler^[16]在其研究报告中指出, 用梁柱完

全连接的线弹性模型分析出的结果是能够接受的。尽管这个模型对于设计来说是可行的,但不能对动力荷载下框架的实际行为作出合理的估计,尤其是弱节点问题。分析模型中若能够反映出梁柱节点域的屈服状态要比线弹性模型更真实些,这对结构的评估很重要。现有很多通用有限元程序(Sap2000、Drain-2DX 等)能够模拟梁柱、节点的非线性状态。本文采用梁柱及节点域的分析模型见图 2,用 Sap2000 中 Nlink 单元^[17](图 2 中所示的弹簧)的非线性特性来模拟梁柱节点的特性,考虑屈服后的强化效应, $\alpha=0.02$ 。非线性弹簧采用双线性恢复力模型,如图 3 所示。

4.3 钢框架的地震需求

根据厂方的性能水准要求:8 度设防罕遇大震时建、构筑物的破坏和倒塌不致危及到重要设备和发生严重灾害,也即罕震的最底限是防止倒塌。用需求能力系数评估法对厂方的 5 幢钢建、构筑物进行评估,给出各钢框架的可靠性等级。5 幢钢结构的地震需求是 8 度罕震,用 10 条相当水准的强震记录进行非线性动力时程分析,求出各层最大层间位移角的最大值分布和中值,并给出了不同强震记录下层间位移角对数值的标准偏差(表 2)。由表 2 可得出,同一结构对于不同强震输入的反应有一定的离散性,但不同结构反应的离散程度大致相当。

表 2 5 幢钢框架在 8 度罕震记录下最大层间位移角中值(rad)及标准差

名称	最大层间位移角中值 γ_m (rad)	标准偏差 δ
二丙烷空冷框架(1 层)	0.010	0.358
三蒸馏常压框架(2 层)	0.009	0.238
一酮苯冷换框架(3 层)	0.008	0.317
三蒸馏减压框架(4 层)	0.009	0.309
东蒸馏冷换框架(5 层)	0.008	0.284

4.4 钢框架的抗震性能评估

需求能力系数评估法可求出满足给定设防性能目标的可靠程度,用该评估方法确定炼油厂 5 幢钢结构 8 度罕震下防止倒塌目标(CP)的可靠性等级。分析中钢框架能力 C 和 ϕ 是通过动力增量分析得到并参考 SAC 2000a, b 中的有关数值,地震需求和需求不确定性系数是通过 10 条强震记录下的非线性动力分析求出。按照 3.2 节评估过程,5 幢钢结构 8 度罕震下 CP 目标的可靠性结果列于表 3、4。

由表 3、4 可看出,这五类钢框架在 8 度罕震下

的整体、局部性能有相当高的可靠性,至于更高性能目标下的可靠性可通过相似的过程来确定。通过需求能力系数法可考虑地震和结构的随机性和不确定性,给出设防目标下的可靠指标,这是基于性能评估方法不同于基于生命安全评估方法的区别之处。

表 3 CP 性能目标下的可靠性(整体性能)

名称	C	ϕ	D	γ	γ_a	β_{UT}^2	λ_{con}	C·L.(%)
二丙烷空冷框架	0.10	0.85	0.010	1.16	1.03	0.09	0.14	94
三蒸馏常压框架	0.10	0.85	0.009	1.08	1.03	0.09	0.12	94
一酮苯冷换框架	0.10	0.85	0.008	1.13	1.03	0.09	0.11	93
三蒸馏减压框架	0.08	0.70	0.009	1.12	1.03	0.16	0.19	95
东蒸馏冷换框架	0.08	0.70	0.008	1.10	1.03	0.16	0.16	94

表 4 CP 性能目标下的可靠性(局部性能)

名称	C	ϕ	D	γ	γ_a	β_{UT}^2	λ_{con}	C·L.(%)
二丙烷空冷框架	0.053	0.80	0.010	1.16	1.03	0.09	0.28	99
三蒸馏常压框架	0.053	0.80	0.009	1.08	1.03	0.09	0.24	98
一酮苯冷换框架	0.053	0.80	0.008	1.13	1.03	0.09	0.22	96
三蒸馏减压框架	0.053	0.80	0.009	1.12	1.03	0.12	0.24	98
东蒸馏冷换框架	0.053	0.80	0.008	1.10	1.03	0.12	0.21	996

5 结论

本文运用需求能力系数法(DCFM)对独山子石化总厂炼油厂生产装置中的 5 幢钢框架进行了 8 度罕遇地震下的性能评估,结果表明:结构都已进入弹塑性状态,层间位移角的中值在 0.008~0.01 之间,还没到倒塌的程度,其抗震性能均有较高的可靠性保证。另外,用动力增量分析结构的抗震能力时发现强震记录的增量、钢框架的稳定对结构的能力估计有较大的影响。

参考文献:

[1] SEAOC Vision 2000, Performance based seismic engineering of buildings, Vols. I and II; Concept framework [S]. Sacramento (CA): Structural Engineers Association of California, 1995.

- [2] ATC 40, Seismic evaluation and retrofit of existing concrete buildings [S]. Redwood City (CA): Applied Technology Council, 1996.
- [3] FEMA 273, NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings [S]. FEMA 274, Commentary, Washington (DC): Federal Emergency Management Agency, 1996.
- [4] 中华人民共和国国家标准, 建筑抗震设计规范 GB50011—2001[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2001.
- [5] 中华人民共和国国家标准, 建筑抗震鉴定标准 GB50023—95[S].
- [6] 国家标准《建筑抗震设计规范》编写组, 房屋建筑抗震设计新技术—建筑抗震设计 GB50011—2001 修订背景材料(内部资料)[M]. 北京, 2001.
- [7] Krawinkler H. and Seneviratna G. D. P. K., Pros and cons of a push-over analysis of seismic performance evaluation [J]. *Engineering Structures*, 1998, 20:452—464.
- [8] Fajfar P. et al., Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra [J]. *Earthquake Engineering and Structure Dynamics*, 1999, 28:979—993.
- [9] Fajfar P. and Krawinkler H., Seismic design methodologies for the next generation of codes [M]. *Seismic Design Practice into the Next Century*, Balkema: Booth, 1998, 459—466.
- [10] Yun S. Y., et al., Seismic performance evaluation for steel moment frames [J]. *Journal Structural Engineering*, 128(4): 534—545, 2002.
- [11] FEMA2000a, Recommended seismic design criteria for new steel moment frame buildings [R]. Rep. No. FEMA—350, SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [12] FEMA2000b, Recommended seismic evaluation and upgrade criteria for existing welded steel moment frame buildings [R]. Rep. No. FEMA—351, SAC Joint Venture, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [13] Vamvatsikos D. and Cornell C. A., Incremental Dynamic analysis[J]. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31: 491—514, 2002.
- [14] Bertero V. V., Strength and deformation capacities of buildings under extreme environments, In *Structural Engineering and Structural Mechanics* [M], Pister K.S. (ed.), Prentice—Hall: Engewood Cliffs, NJ, 1977.
- [15] 中国地震局工程力学研究所. 独山子石化总厂炼油厂炼化生产装置抗震鉴定、震害预测与灾害防御对策研究—分编报告(一)~(十二)[R]. 2002(12).
- [16] Krawinkler H., The state-of-the-art report on system performance of moment resisting steel frames subjected to earthquake ground shaking [R], FEMA 355c. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 2000.
- [17] Sap2000 Analysis Reference Volume 1—Version 6.1 [M], Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA.

Demand-capacity Factor Method and Its Application in Performance-based Evaluation

CAO Bing-zheng¹, LUO Qi-feng², YANG Yu-cheng³, XIE Wen-feng⁴

(1. Shanghai Research Institute of Building Sciences, Shanghai 200032; 2. Research Institute of Structural Engineering & Disaster Reduction, Tongji University, Shanghai 200092; 3. Institute of Engineering Mechanics, China Seismological Bureau, Harbin 150080; 4. Du Jiang Yan Campus of Si Chuan Agricultural University, Du Jiang Yan 611830, China)

Abstract: In this paper a method of estimating structural capacity with different performance level, which is called incremental dynamic analysis method, is introduced. Performance evaluation method named Demand—Capacity factor method is analyzed, with the uncertainty of seismic demand and structural capacity considered. At last the DCFM is applied to evaluate aseismic performance, with rare earthquake of 8 degree, of steel frames of Du Shan Zi Petro—Chemical refinery, and confidence level of aseismic performance is given.

Key words: demand-capacity factor; performance evaluation; incremental dynamic analysis; steel frame