

文章编号: 0253-3782(2003)03-0250-12

最不利设计地震动研究^{*}

谢礼立^{1,2)} 翟长海¹⁾

1) 中国哈尔滨 150090 哈尔滨工业大学土木工程学院

2) 中国哈尔滨 150080 中国地震局工程力学研究所

摘要 实际记录到的真实地震动在工程结构的抗震研究、分析和设计中往往作为一种施加到结构上使结构振动，直至破坏的地震荷载。如何合理选择真实的地震动记录作为研究结构地震反应的输入，一直是国内外抗震研究和设计中引人关注的重要问题。本文首先提出了最不利设计地震动的概念；然后在收集到的国内外 5 000 余条被认为有重要意义的地震动记录基础上，利用综合估计地震动潜在破坏势的方法，对 4 种场地类型分别给出了长周期、短周期和中周期结构的国内外最不利设计地震动；最后通过几类不同结构的地震反应分析，初步验证了本文所确定的最不利设计地震动的可靠性和合理性。

关键词 最不利设计地震动 记录数据库 地震动参数 地震动潜在破坏势 综合评价法

中图分类号: P315.9 **文献标识码:** A

引言

地震动作为一种输入荷载，是导致工程结构地震破坏的根本原因。在工程抗震设计、研究和分析中，往往需要选择真实的地震动代表地震对结构的作用，或者说代表施加于结构的一种地震荷载。目前我们所使用的地震荷载，无论是按照烈度转换成的地震动峰值加速度，还是直接取自地震动区划图上给出的峰值加速度值，或者在现有各类抗震设计规范中由各类场地设计谱给出的加速度值，都是按照统计结果给出的平均值。因此，对于重大结构来说，仅按照设计规范给出的峰值加速度值和场地反应谱值来进行设计是远远不够的，还必须采用恰当的实际观测到的地震动进行复核。事实上，现有抗震设计规范几乎无一例外地都规定：重要的工程结构，例如：大跨桥梁，特别不规则建筑、甲类建筑，高度超出规定范围的高层建筑应采用时程分析法进行补充计算；采用时程分析法时，应按建筑场地和设计地震分组选用不少于两组的实际强震记录和一组人工模拟的加速度时程曲线。那么，应该采用什么样的实际地震动来进行复核呢？这是广大抗震设计者和研究者所关心的问题。另外在对结构进行试验研究时，无论是模拟振动台试验或伪动力试验，也会遇到同样的问题，即应该选择什么样的地震动作为试验结构的输入地震动呢？笔者认为，在考虑采用什么样的实际地震动来进行设计、分析或进行试验研究时，应该在现行规范规定的前提下，选择最不利的设计地震动。也就是说，应在地震动的峰值加速度和场地类别均符合规范规定的前提下，选取能使结构的地震反应或结构的地震性态趋于最危险或最不利状态

* 国家自然科学基金重大项目(59895410)和地震科学联合基金(95-07-444)共同资助。
2002-06-14 收到初稿，2002-10-25 收到修改稿并决定采用。

的地震动。

目前，无论在设计或在研究中各国科学家均把 1940 年的 El Centro(NS)记录或 1952 年的 Taft 记录作为首选记录，那么选择这样的地震动记录的根据是什么？这些记录是不是最不利的地震动记录？当前什么记录可算作是最不利的设计地震动？这是本文试图要解决的问题。已有的研究表明(Naeim, Anderson, 1993)，考察世界上现有的 5 000 多条有重要意义的地震动记录，如果按峰值加速度、峰值速度、峰值位移、有效峰值加速度、有效峰值速度和持续时间来排序，那么 1940 年的 El Centro(NS)记录的相应值为 338 cm/s^2 、 36.45 cm/s 、 10.88 cm/s 、 290 cm/s^2 、 30.77 cm/s 和 29.3 s ，只能分别排在第 81, 87, 49, 99, 62 和 58 位。显然，能否将其作为最不利设计地震动仍需慎重考虑。

本研究在提出最不利设计地震动概念的基础上，利用翟长海和谢礼立(2002)给出的估计地震动潜在破坏势的综合评价法，就常见的 4 类场地分别对长周期、中周期和短周期 3 类结构给出相应的国内外最不利设计地震动，并通过几类不同结构的地震反应分析和验算，对所确定的最不利设计地震动进行验证。

1 最不利设计地震动的概念

对于工程结构特别是大型复杂结构的抗震研究和设计来说，其最重要的任务之一是科学合理地选择设计地震动，所谓最不利设计地震动是指能使结构的反应在这样的地震动作用下处于最不利的状况，即处在最高的危险状态下的真实地震动。很显然，“最不利设计地震动”是相对于一定的环境条件而言的，即相对于结构所在场所的地震危险性和场地条件而言的。

迄今为止，尚未见到国内外有关最不利设计地震动研究的报道。国外虽然已经开展了一些相关的研究，但尚未取得有意义的进展。在 Naeim 和 Anderson(1993)的研究中，从 1933~1992 年的 5 000 多条记录中去掉了震级小于 5 级或峰值加速度小于 0.05 g 的记录，挑选出 1 157 条水平记录，然后按以下的地震动参数，即地震动峰值加速度(PA)、地震动峰值速度(PV)、地震动峰值位移(PD)、最大增量速度(incremental velocity, IV) 和最大增量位移(incremental displacement, ID) 和基本谱参数(有效峰值加速度(EPA) 和有效峰值速度(EPV))分类排队得到的表中，将位于前 30 位的记录选出来。将这样得到的记录合在一起，一共得到一组由 84 条记录组成的记录子库。另外，又在这 84 条记录以外的记录中，根据它们括号持时的长短，选择了 36 条记录，这样就得到一组由 120 条记录组成的记录库。Naeim 等的工作虽然没有提供最不利设计地震动，但却为最不利设计地震动概念的形成和最不利设计地震动的选择提供了重要的基础资料。可是，Naeim 等所选择的这 120 条记录既没有按场地条件分类，没有给出场地条件的资料，更没有给出判别最不利设计地震动的潜在破坏势或其它准则，给实际应用这些记录造成了困难。

本文的主要目的：一是给出最不利设计地震动的概念；二是根据估计地震动潜在破坏势的综合评价法，对所掌握的地震动记录进行挑选分类，从而能根据设计的要求去确定相应的最不利设计地震动。

2 选择最不利设计地震动所用的记录库

本文所研究的最不利设计地震动是按国内记录、国外记录两部分分别确定的。

以 Naeim 和 Anderson(1993)挑选出的 120 条记录为基础, 查阅相关资料, 共得到经过校正并具有明确场地资料的记录 52 条, 然后又增加了 1994 年 Northridge 地震的 4 条自由场的地面运动记录, 共 56 条记录, 这就得到了本文研究所用的国外强震记录库。另外, 本文从中国地震局工程力学研究所的强震数据库中得到了峰值加速度大于 $80 \times 10^{-2} \text{ m/s}^2$, 且具有明确场地资料的中国强震记录 36 条, 得到了本文研究所用的国内强震记录库。

这两类强震数据库具有下列特点: ①由这 56 条国外强震记录组成的国外数据库, 应该是汇聚了到 1992 年为止的所有国外记录中, 无论从哪种潜在破坏势来衡量都是排在最前面位置上的强震数据; 同样, 由 36 条国内强震记录组成的数据库, 应该是汇聚了到 2001 年为止的具有类似特点的国内强震数据; ②这些记录都是分别经过了统一的数据处理和按照相应的潜在破坏势参数排队后获得的; ③这些记录都具有比较可靠的场地资料。

3 确定最不利设计地震动的原则

本研究在确定最不利设计地震动时采用了翟长海和谢礼立(2002)给出的估计地震动潜在破坏势的综合评定法, 即: ①按目前被认为可能反映地震动潜在破坏势的各种参数(峰值加速度、峰值速度、峰值位移、有效峰值加速度、有效峰值速度、强震持续时间、最大速度增量和最大位移增量以及各种谱烈度值), 对所有的收集到的强震记录分别进行排队, 将所有排名在最前面的记录汇集在一起, 组成最不利地震动的备选数据库(即前面所论述的国内、外强震数据库); ②将所收集到的备选强震记录进一步做第二次排队比较。在做第二次比较分析时, 主要是基于位移延性和累积损伤的双参数破坏准则, 着重考虑和比较这些强震记录的位移延性和滞回耗能(可以表达累积损伤的参数), 将备选强震记录中的位移延性最高的同时又是滞回耗能最高的记录挑选出来, 进一步考虑场地条件、结构周期及规范有关规定等因素的影响, 最后得到了给定场地条件及结构周期下的最不利设计地震动。

本研究在挑选最不利设计地震动的过程中, 综合考虑了峰值加速度、峰值速度、峰值位移、有效峰值速度、能量持时、位移延性及滞回耗能等多种地震动参数, 这些参数是在综合考虑地震动各种参数(直接由地震动本身得到的参数以及地震动经过结构弹性反应、非弹性反应得到的参数)及各种地震破坏准则(强度、变形、滞回能量、双参数准则等)的基础上确定的。这样, 在估计和比较地震动的潜在破坏势时, 既承认各种参数在一定条件下具有潜在破坏势的特征和能力, 又考虑到了在其它条件下这些参数未必总能较好地反映地震动潜在破坏势的特点。同时, 这种综合估计地震动潜在破坏势的方法, 可以全面地反映地震动的幅值、持时和频率特性以及结构的动力特性(翟长海, 谢礼立, 2002)。

要在众多的实际地震动记录中选择最不利设计地震动是一个十分复杂的过程, 因为其中搀和了众多因素的影响。比如, 对于不同的地震动特征参数或不同的结构参数(周期、阻尼、延性、恢复力模型等), 所对应的最不利设计地震动可能不同, 因此, 既不可能对每一种可能的参数组合选择一种最不利设计地震动, 也不能在选择最不利设计地震动时不考虑这种参数差异的影响, 为此, 在对地震动进行第二次排队比较分析时, 考虑了多方面因素的影响。这里首先介绍几个基本的概念, 然后概述各种因素的影响分析。

3.1 基本概念

1) 位移延性

$$\mu = \frac{V_{\max}}{V_y} \quad (1)$$

式中, V_{\max} 为弹塑性单自由度体系在地震动作用下的最大反应位移, V_y 为体系的屈服位移.

2) 屈服强度系数(或称地震抗力系数)

$$c_y = \frac{F_y}{mg} \quad (2)$$

式中, F_y 为体系的屈服力, mg 为体系的有效重量.

3) 滞回耗能

滞回耗能可自总应变能 $\int_0^t f(t) dV$ 中扣除弹性应变能 $(1/2k)[f(t)]^2$ 来计算, 即

$$E_p(t) = \int_0^t f(t) dV - \frac{1}{2k}[f(t)]^2 \quad (3)$$

式中, E_p 表示滞回耗能, $f(t)$ 为体系计算时刻的恢复力, k 为体系的刚度, V 为体系的相对位移.

4) 滞回耗能的等效速度

$$E_p = \frac{1}{2}mv_p^2 \quad (4)$$

式中, m 为体系的质量, v_p 称为对应滞回耗能的等效速度.

3.2 利用位移延性和滞回耗能比较地震动潜在破坏势时所考虑的因素

基于位移延性和累积损伤的双重结构破坏准则, 翟长海和谢礼立(2002)认为参数位移延性与滞回耗能(可以表达累积损伤的参数)相结合, 可以可靠地表示结构在进入非弹性反应阶段时, 地震动对结构的破坏作用, 也即可以可靠地表示结构进入弹塑性情况下地震动的潜在破坏势. 由于在计算位移延性和滞回耗能时, 结构要进入弹塑性阶段, 因此, 在对地震动计算和比较这两种参数时所涉及的问题就复杂起来, 需要做如下的假定和考虑, 要涉及众多参数的影响, 如结构的自振周期、阻尼比、恢复力模型、场地条件、地震动模型等, 为此, 须分别研究这些因素的影响, 并做出相应的假定.

3.2.1 基本假定

由于实际结构或构件在地震动作用下的耗能特性很不相同, 因此, 地震动反应分析中采用的恢复力模型也是多样的, 其中常用的有双折线恢复力模型、三折线恢复力模型、Clough 恢复力模型等几种. 因双线性恢复力模型形式简单、计算方便, 同时又能反映结构弹塑性滞回本质特征, 因而得到了最为广泛的应用, 是研究结构弹塑性地震反应规律的基本模型. 鉴于双线性恢复力模型具有以上特点, 本研究在计算滞回耗能和位移延性时, 假定结构的恢复力特性为双线性恢复力模型. 除此以外, 影响地震动滞回耗能和延性位移的因素还有结构的自振周期、阻尼、屈服强度、延性和双线性恢复力模型中的第二刚度的取值等, 为此, 本研究特地选择了两条地震动记录(如表 1 所示), 对这些影响因素进行了分析研究. 所选的两条记录代表了两类典型的记录类型: 一类为持时较短的脉冲型记录(B_2), 另一类为持时较长的稳态谐和型记录(B_1).

3.2.2 在何条件(等延性或等强度)下进行地震动滞回耗能和位移延性的比较

在地震动反应分析中, 结构的动力特征参数主要包括 4 个: 阻尼、延性系数(或屈服强

表 1 两条地震动记录详表

地震动编号	时 间	地震名称	台站名称及分量	M_L	震中距/km
B_1	1940 年	El Centro	El Centro-Imp Vall Irr Dist, N00E	7.7	12
B_2	1966 年	Parkfield	Cholame Shandon Array 2, N65E	5.6	6

度)、恢复力特性(模型)及结构周期。对于滞回耗能来讲,当给定系统的恢复力滞回特性(本研究假定结构具有双线性的恢复力特性)后,决定地震动滞回能量的基本结构参数主要有3个:结构周期 T 、阻尼 ξ 、延性系数 μ (求等延性谱时),或结构周期 T 、阻尼 ξ 、屈服强度 c_y (求等强度谱时)。因而,单自由度体系在地震动作用下的滞回耗能一般可以表达为:

$$S = S(D, T, \xi, \mu) \quad \text{或} \quad S = S(D, T, \xi, c_y) \quad (5)$$

式中, S 表示滞回耗能, D 表示结构的滞回特性。

在对滞回耗能这个参数比较地震动的潜在破坏势时,一般可以采用两种方法,即在等强度或等延性条件下进行比较。从理论上来说这两种方法是完全等价的。但在比较地震动的潜在破坏势时,究竟采用什么方法更为方便呢,本文对此进行了研究。图1和图2分别给出了上述两条地震动的等强度滞回耗能谱(屈服强度系数 $c_y = 0.05, 0.10, 0.20, 0.40$)和等延性滞回耗能谱(延性系数 $\mu = 2.0, 3.0, 4.0, 5.0$)。图中,横坐标 T 表示单自由度体系的周期,纵坐标 v_p 表示滞回耗能的等效速度。从图中可以看出,地震动的等强度谱离散性很大,无明显的规律可循;而等延性滞回耗能谱则相对规律性较强,离散性不大,便于比较分析。因此,本研究均采用等延性滞回能量谱来进行比较。

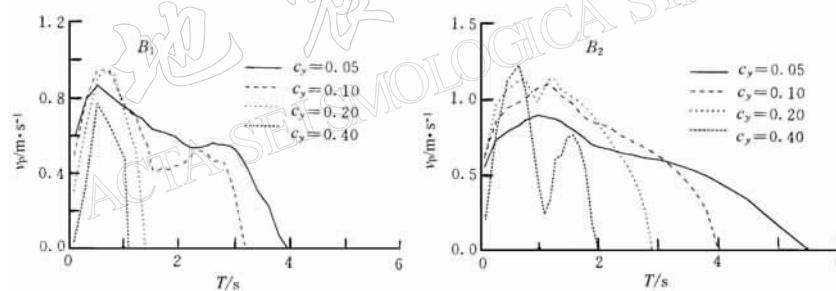


图 1 等强度滞回能量谱

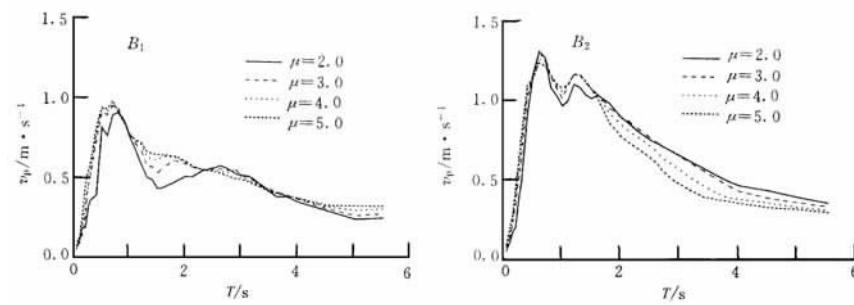


图 2 等延性滞回能量谱

在用位移延性比较不同地震动之间的潜在破坏势时,与比较地震动的滞回能量一样,

也有两种方法可供选择:既可以比较等延性条件下结构所需要的地震抗力系数(或屈服强度系数),也可以比较等强度条件下结构的延性,两个方法是等价的。因为对于具有相同自振周期的结构,地震抗力系数增大时,结构的反应减小,从而延性也减小;地震抗力系数减小时,结构的反应增大,从而延性也增大。给定地震抗力系数后,有一个位移延性与之对应;反过来,给定结构的延性,也能大致确定与之对应的一个结构的地震抗力系数。因此,无论是等延性的条件下比较结构所需要的地震抗力系数,还是在等强度的条件下比较结构的延性,两者都是等价的。但是考虑到计算方便以及与滞回耗能保持一致的缘故,本研究是在等延性条件下通过比较结构在不同地震动作用下所需要的地震抗力系数来考虑位移延性破坏原则的。综上所述,本研究在利用位移延性和滞回耗能这两个参数挑选最不利设计地震动时,最后归结为在阻尼、延性和恢复力模型相同的条件下,计算比较结构所需要的地震抗力系数及滞回耗能。

3.2.3 结构参数对地震动滞回能量影响分析

1) 恢复力模型(主要指双线性恢复力模型的第二刚度)对滞回耗能的影响。图3给出了双线性恢复力模型第二刚度对地震动滞回能量(延性系数 μ 为4)的影响示意图。图中, T 表示单自由度体系的周期, v_p 表示滞回耗能的等效速度, α 为双折线恢复力模型第二刚度的折减系数, 它的变化范围为 0.0~0.4。当 $\alpha=0.0$ 时, 双折线恢复力模型就退化为理想弹塑性恢复力模型。从图中可以看出, 双线性恢复力模型的第二刚度对滞回耗能的影响是不大的, 地震动在给出的 α 变化范围内, 其滞回耗能谱的峰值变化保持在 10% 以内。因此, 本研究在计算和分析参数滞回耗能时, 假定结构为理想弹塑性恢复力模型(理想弹塑性恢复力模型为双线性恢复力模型的特殊形式), 对计算的结构影响不大。

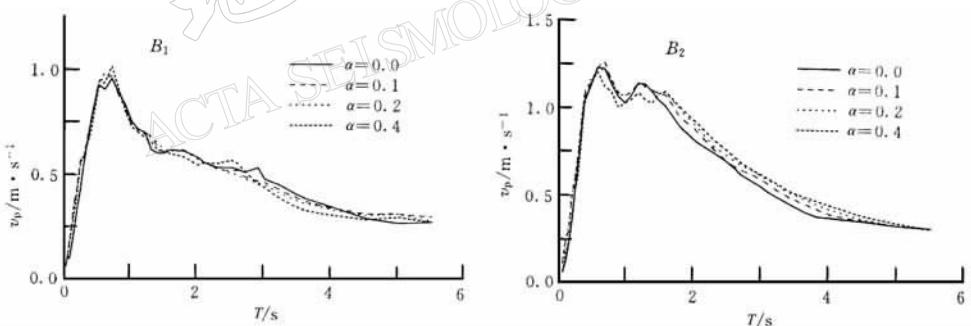


图 3 双线性恢复力模型第二刚度对滞回耗能影响($\mu=4$)

2) 延性对滞回耗能的影响。结构延性对地震动滞回耗能的影响也可以用图2来表示。图中给出了延性系数 μ 分别取为 2, 3, 4, 5 时地震动滞回耗能的变化情况。从中可以清楚地看到滞回耗能基本上不随延性系数而改变。在给出的延性系数变化的范围内, 地震动的滞回耗能谱峰值的变化也只在 10% 以内。因此, 在确定最不利设计地震动时, 原则上只考虑某一种延性系数下的结果即可。

3) 阻尼对滞回耗能的影响。图4中给出了延性系数为 4、阻尼比 ξ 分别取 0.02, 0.05, 0.10 时地震动滞回耗能的变化情况。图中, T 表示单自由度体系的周期, v_p 表示滞回耗能的等效速度。计算结果表明, 阻尼对地震动滞回耗能的影响比较大, 较大的阻尼比给出的滞回耗能较小。当阻尼比分别取 2% 和 10% 时, 地震动滞回耗能峰值相差达 20%~30%。

但从图中可以看出, 地震动的等延性滞回耗能谱在不同阻尼下的变化趋势是相同的。因此本文在计算地震动参数时, 假定结构的阻尼比为 5%。

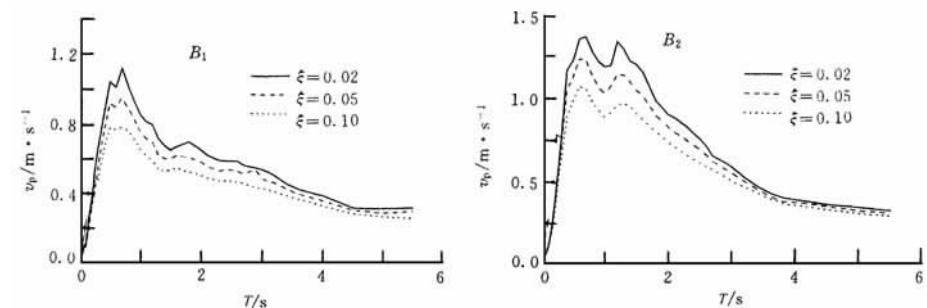


图 4 阻尼对滞回耗能影响($\mu=4$)

3.2.4 结构自振周期的影响

在计算一定延性水平下(给定的延性系数为固定值时)结构所需要的地震抗力系数及滞回耗能时, 考虑到它们都与单自由度系统的自振周期有关, 应该是周期的函数, 因此它们在不同的周期范围内, 其值会很不相同。与此同时, 考虑到对每一种周期的结构都选择对应的最不利设计地震既不可能也无必要。本研究在考察大量的非弹性反应谱及地震动能量反应谱的基础上, 发现地震动的等延性反应谱(即地震抗力谱)和滞回能量谱分别在频段 $0\sim 0.5$ s、 $0.5\sim 1.5$ s 和 $1.5\sim 5.5$ s 之间, 谱值大体上保持一种相对稳定的形状, 因此, 将结构按其自振周期分为 3 个频段: 短周期频段($0\sim 0.5$ s)、中周期频段($0.5\sim 1.5$ s)和长周期频段($1.5\sim 5.5$ s)。本研究对这 3 个周期频段上的结构, 按不同的场地分别给出了相应的最不利设计地震动。图 5、图 6 是对收集到的 56 条国外地震动所计算得到的平均等延性反应谱和平均滞回耗能谱(图 5 中 c_y 表示结构的屈服强度系数, 图 6 中滞回耗能谱用其等效速度 v_p 表示)。该图再次清楚地表明, 对上面提到的 3 种周期范围上的结构的等延性反应谱和滞回耗能谱的形状是十分稳定的。

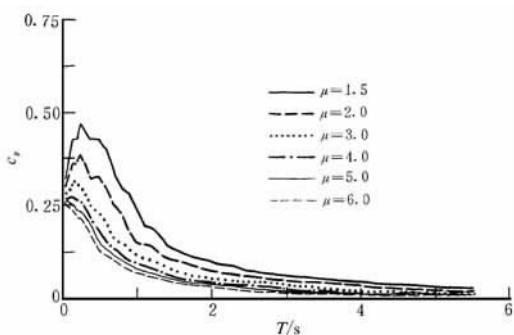


图 5 平均等延性谱

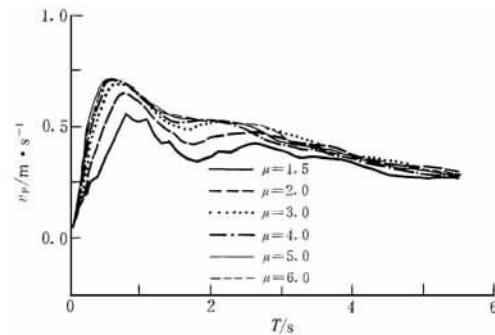


图 6 平均滞回能量谱

3.2.5 场地条件及加速度峰值的影响

考虑到在实际应用地震记录进行结构验算时, 还应考虑下列几个条件: 选用的强震记录应与所设计结构的场地条件一致, 并且峰值加速度与规范规定的设防标准值也要一致。

因此，在选择最不利设计地震动时，一是要按不同的场地条件来选择，二是要将地震动的峰值调整到规范规定的设计加速度峰值。因此，在应用地震动参数比较不同地震动记录的潜在危险势时，必须将地震动的加速度峰值都调整到同一水平后再进行计算比较。

4 确定最不利设计地震动的过程

首先根据前文所述，将结构按其自振周期分为3个频段：短周期频段(0~0.5 s)、中周期频段(0.5~1.5 s)和长周期频段(1.5~5.5 s)，并根据规范(GB0011-2001)规定，将地震动按其场地条件分为四类(I, II, III, IV)；然后对应不同周期频段、不同场地类型，分别计算在不同地震动作用下结构所需要的地震抗力系数(即屈服强度系数)及滞回耗能的数值，并根据参数值的大小排队(由于篇幅所限，关于排名的详细情况可参看翟长海(2002)文章；最后根据结构在不同地震动作用下所需要的地震抗力系数及滞回耗能的排名情况，将排在国外备选记录库最前面的两组国外记录(若两条记录为同一地震动的两个分量，则按一条考虑)和排在国内备选记录库最前面的一组国内记录(3组记录要求不同地震、不同的台站)，作为对应周期频段和场地类型的最不利设计地震动，共计18条，并进一步对此补充进相应的其它分量，共得到15组(国外11组、国内4组)最不利设计地震动记录，结果如表2所示。这里需要说明的是，本研究所确定的国内的最不利设计地震动只是对国内现有的记录来说是最不利的。由于我国取得的强震记录极少，主震近场记录更少，因此，在世界强震记录库中远不是最不利的。

5 算例分析

在下面几类具体的算例中，通过比较结构在本研究推荐的最不利设计地震动和常用地震动作用下的反应，来验证本研究所推荐的最不利设计地震动的正确性和可靠性。

5.1 算例1

福州正大广场所处福州市中心，主楼为地上44层，总高为162 m的钢筋混凝土-剪力墙超高层结构。福州地区的地震基本烈度为Ⅶ度，工程建筑场地属Ⅲ类。本算例采用国内外广泛应用的平面非线性地震反应分析程序DRAIN-2D，输入相应于福州地区场地的大震加速度时程，进行弹塑性地震反应时程分析。

为简化起见，本算例只对结构的南北向(Y方向)进行分析计算，南北向(Y方向)第一、二周期 $T_{Y1}=2.694$ s, $T_{Y2}=0.732$ s。

计算中分别采用4个输入地震动，前3个地震动均为“福州正大工程场地设计地震动参数研究报告”提供，第四个地震动采用本研究推荐的最不利设计地震动。它们的加速度峰值均调整到与大震对应的值 $\alpha_{max}=230\times10^{-2}$ m/s²。

- 1) 人造地震动(简称A地震动)。
- 2) 1940年El Centro地震动(南北向)(简称E地震动)。
- 3) 1961年Hollister地震动(简称H地震动)。
- 4) 1940年El Centro地震动(东西向)(简称EE地震动)。

采用上述平面结构分析模型，分别输入4条地震动计算求得主楼在南北向(Y方向)的顶层最大水平位移。现将南北向主楼顶层绝对最大位移及顶点位移角比较列于表3。由表3的结果可以看出，结构在本研究所推荐的最不利设计地震动作用下的反应，均比结构在常

表 2 I, II, III, IV类场地的最不利设计地震动

场地 类型	短周期结构输入(0.0~0.5s)			中周期结构输入(0.5~1.5s)			长周期结构输入(1.5~5.5s)		
	组号	记录名称	分量	组号	记录名称	分量	组号	记录名称	分量
I	F ₁	1985, LaUnion, Michoacan Mexico	N90E★ N00E★ Vert	F ₁	1985, La Union, Michoacan Mexico	N90E N00E★ Vert	F ₁	1985, La Union, Michoacan Mexico	N90E N00E★ Vert
	F ₂	1994, Los Angeles Griffith Observation, Northridge	360★ 270 Vert	F ₂	1994, Los Angeles Griffith Observation, Northridge	360★ 270 Vert	F ₂	1994, Los Angeles Griffith Observation, Northridge	360★ 270 Vert
	N ₁	1988, Zhutang A, Langcang	S00E★ S90E Vert	N ₁	1988, Zhutang A, Langcang	S00E★ S90E Vert	N ₁	1988, Zhutang A, Langcang	S00E★ S90E Vert
II	F ₃	1971, Castaic Oldbridge Route, San Fernando	N69W★ N21E Vert	F ₄	1979, El Centro, Array # 10, Imperial Valley	N69W★ N21E Vert	F ₄	1979, El Centro, Array # 10, Imperial Valley	N69W★ N21E Vert
	F ₄	1979, El Centro, Array # 10, Imperial Valley	N69W★ N21E Vert	F ₅	1952, Taft, Kern County	N21E★ N69W Vert	F ₅	1952, Taft, Kern County	N21E★ N69W Vert
	N ₂	1988, Gengma, Gengmal	S00E★ S90E Vert	N ₂	1988, Gengma, Gengmal	S00E★ S90E Vert	N ₂	1988, Gengma, Gengmal	S00E★ S90E Vert
III	F ₆	1984, Coyote Lake Dam, Morgan Hill	285★ 195 Vert	F ₇	1940, El Centrolmp Vall lrr Dist, El Centro	180 270★ Vert	F ₇	1940, El Centrolmp Vall lrr Dist, El Centro	180 270★ Vert
	F ₇	1940, El Centrolmp Vall lrr Dist, El Centro	180 270★ Vert	F ₁₂	1966, Cholame Shandon Array 2, Parkfield	N65E★ ≠≠ Vert	F ₅	1952, Taft, Kern County	N21E★ N69W Vert
	N ₃	1988, Gengma, Gengma2	S00E★ S90E Vert	N ₃	1988, Gengma, Gengma2	S00E★ S90E Vert	N ₃	1988, Gengma, Gengma2	S00E★ S90E Vert
IV	F ₈	1949, Olympia Hwy Test Lab, Western Washington	356★ 86 Vert	F ₈	1949, Olympia Hwy Test Lab, Western Washington	356★ 86 Vert	F ₈	1949, Olympia Hwy Test Lab, Western Washington	356★ 86 Vert
	F ₉	1981, Westmor and Westmoreland	90★ 0 Vert	F ₁₀	1984, Parkfield Fault Zone 14, Coalinga	90★ 0 Vert	F ₁₁	1979, El Centro Array # 6, Imperial Valley	230★ 140 Vert
	N ₄	1976, Tianjin Hospital, Tangshan	WE★ SN Vert	N ₄	1976, Tianjin Hospital, Tangshan	WE★ SN★ Vert	N ₄	1976, Tianjin Hospital, Tangshan	WE★ SN Vert

注: ① 符号“★”表示所选中的最不利设计地震动分量, 不带“★”的表示同一地点记录到的其它分量。

② 组号中符号“F”代表国外的记录, “N”代表国内的记录。

③ 符号“≠≠”表示没有查阅到相应的分量。

表 3 顶层绝对最大位移及顶点位移角比较

项 目	常用地震动记录			本研究推荐的最不利设计地震动	
	A 地震动	E 地震动(南北向)	H 地震动	EE 地震动(东西向)	
顶点绝对最大位移/m	0.283	0.224	0.162	0.402	
顶点位移角	1/570	1/720	1/996	1/398	

用记录作用下的反应大.

5.2 算例 2

东京新市府大厦，地上 48 层，高 243 m，结构采用巨型钢结构框架体系，自振周期为 5.234 s。验算结构在强震作用下的弹塑性地震反应时，最大加速度均调幅为 $745 \times 10^{-2} \text{ m/s}^2$ ，阻尼比为 0.02。计算中分别采用了 9 个输入地震动，前两个地震动为当前常用的两个地震动(1940 年 El Centro(SN) 地震动和 1952 年 Taft 地震动)，由于结构的场地条件不详，本研究推荐了不同场地条件下的后 7 个最不利设计地震动，即：

- 1) 1940 年 El Centro(SN) 地震动(简称 40EL1).
- 2) 1952 年 Taft 地震动(简称 Taft).
- 3) 1988 年 Gengma(S00E) 地震动(简称 Gengma)(Ⅲ类场地).
- 4) 1940 年 El Centro(EW) 地震动(简称 40EL2)(Ⅲ类场地).
- 5) 1979 年 El Centro Array #10, Imperial Valley CA 地震动(简称 79EL1)(Ⅱ类场地).
- 6) 1985 年 La Union, Michoacan Mexico 地震动(简称 Mex)(Ⅰ类场地).
- 7) 1994 年 Los Angeles, Griffith Observatory, Northridge 地震动(简称 Northridge)(Ⅰ类场地).
- 8) 1979 年 El Centro Array #6, Imperial Valley CA 地震动(简称 79El2)(Ⅳ类场地).
- 9) 1949 年 Olympia Hwy Test Lab, Western Washington 地震动(简称 Olympia)(Ⅳ类场地).

分别将上述 9 条地震动输入到结构中，求得各地震动作用下结构的最大层间位移及顶层最大水平位移。其结果比较见表 4。

表 4 结构在各地震动作用下顶层最大位移及层间最大位移比较

项 目	本研究推荐的最不利设计地震动								
	常用记录		I 类场地		II 类场地		III 类场地		
	40EL1	Taft	Mex	North-ridge	79EL1	Gengma	40EL2	79El2	Olympia
顶层最大位移/m	0.60	0.61	1.01	0.936	3.76	0.78	1.99	2.87	1.01
最大层间位移/m	0.015	0.016	0.027	0.027	0.096	0.020	0.055	0.072	0.038

由表 4 可以看出，结构在本研究推荐的最不利设计地震动作用下的顶层最大位移和层间最大位移，都比结构在几个常用的地震动作用下的相应量要大。

5.3 小结

在以上两个具体的工程实例中，分别对高层钢筋混凝土结构、巨型钢框架结构的地震反应进行了分析比较。可以看出，本研究推荐的最不利设计地震动与常用地震动相比，其结构的地震反应都是比较大的(从稍大到相差几倍)，初步验证了本研究所推荐的最不利设计地震动的正确性和可靠性。

另外，翟长海(2002)还利用本研究确定的最不利设计地震动和常用的地震动，对中低层砖结构、钢网架结构等地震反应做了分析比较，结果也是比较理想的。

6 结语

本研究首先提出了最不利设计地震动的概念，然后利用翟长海和谢礼立(2002)得出的估计地震动潜在破坏势的综合评价法，对4类场地分别给出了长周期($1.5\sim5.5$ s)、短周期($0\sim0.5$ s)和中周期($0.5\sim1.5$ s)结构的国内外最不利设计地震动，并通过几个不同结构的试算和试设计，初步验证了本研究所确定的最不利设计地震动的可靠性和正确性。本研究所确定的最不利设计地震动为抗震研究和设计中的地震动输入问题提供了依据，可直接应用于工程结构的抗震试验、分析和设计。

另外，通过本研究可以看出，在抗震设计、分析和实验中一直被广泛应用的强震记录，如1940年El Centro(南北向)地震记录，与某些强震记录(例如本研究所确定的最不利设计地震动)相比，其地震破坏势是极为有限的。

值得指出的是，最不利设计地震动是一个复杂的概念，它既与地震动特性有关，又与结构所在场地、结构自振特征以及结构的破坏机理有关。本研究给出的最不利设计地震动只是一个在相对概念上的最不利设计地震动，即：在一定场地条件下，按照规范规定的设计加速度值作为地震动加速度峰值，且仅考虑一个水平地震动分量作用情况下，在现有强震记录中选出的最不利设计地震动。随着人们对地震动破坏作用以及结构破坏机理认识的进一步加深、强地震动资料积累的增多，肯定会得到更新的和更不利的设计地震动。

中国地震局工程力学研究所于海英副研究员为本研究提供了所用的强震记录，孙景江研究员为本研究提供了算例1，哈尔滨工业大学张文元博士为本研究提供了算例2。在此一并表示感谢。

参 考 文 献

- 翟长海，谢礼立. 2002. 估计和比较地震动潜在破坏势的综合评述[J]. 地震工程与工程振动, 22(5): 1~7
翟长海. 2002. 最不利设计地震动研究[D]: [学位论文]. 哈尔滨: 中国地震局工程力学研究所, 1~50
Naeim F, Anderson J C. 1993. Classification and Evaluation of Earthquake Records for Design[R]. The Nehrp Professional Fellowship Report to EERI and FEMA, 84~106

STUDY ON THE SEVEREST REAL GROUND MOTION FOR SEISMIC DESIGN AND ANALYSIS

Xie Lili^{1,2)} Zhai Changhai¹⁾

1) School of Civil Engineering and Architecture, Harbin Institute of Technology, Harbin 150090, China

2) Institute of Engineering Mechanics, China Seismological Bureau, Harbin 150080, China

Abstract: How to select the adequate real strong earthquake ground motion for seismic analysis and design of structures is an essential problem in earthquake engineering research and practice. In the paper the concept of the severest design ground motion is proposed and a method is developed for comparing the severity of the recorded strong ground motions. By using this method the severest earthquake ground motions are selected out as seismic inputs to the structures to be designed from a database that consists of more than five thousand significant strong ground motion records collected at home and abroad. The selected severest ground motions are very likely to be able to drive the structures to their critical response and thereby result in the highest damage potential. It is noted that for different structures with different predominant natural periods and at different sites where structures are located the severest design ground motions are usually different. Finally, two examples are illustrated to demonstrate the rationality of the concept and the reliability of the selected design motion.

Key words: the severest design ground motion; parameters of ground motion; database of ground motion; damage potential of strong ground motion; comprehensive method